



УНИВЕРЗИТЕТ У НИШУ  
ГРАЂЕВИНСКО-АРХИТЕКТОНСКИ ФАКУЛТЕТ



Јован Бр. Папић

**РАЗВОЈ И УНАПРЕЂЕЊЕ МЕТОДА ЗА ПРОРАЧУН  
ГЕОТЕХНИЧКИХ КОНСТРУКЦИЈА И ПРИМЕНУ  
ЕВРОКОДА 7**

докторска дисертација

Ниш, 2013. год.



УНИВЕРЗИТЕТ У НИШУ  
ГРАЂЕВИНСКО-АРХИТЕКТОНСКИ ФАКУЛТЕТ



Јован Бр. Папић

**РАЗВОЈ И УНАПРЕЂЕЊЕ МЕТОДА ЗА ПРОРАЧУН  
ГЕОТЕХНИЧКИХ КОНСТРУКЦИЈА И ПРИМЕНУ  
ЕВРОКОДА 7**

докторска дисертација

Ментор:  
Проф.др Верка Проловић

Ниш, 2013. год.



## РАЗВОЈ И УНАПРЕЂЕЊЕ МЕТОДА ЗА ПРОРАЧУИ ГЕОТЕХНИЧКИХ КОНСТРУКЦИЈА И ПРИМЕНУ ЕВРОКОДА 7

### *Резиме*

Како би се на великом тржишту Европске уније превазишла неравноправност због многобројних и различитих грађевинских стандарда, правила и сл., 1975. године је на заједничку иницијативу академске и стручне јавности доиета одлука да се приступи њиховом уклањању и замени комплетом хармонизованих техничких правила, познатих као еврокодovi. У њих су уврштени делови од ЕК 0 до ЕК 9, међу којима се Еврокод 7 одиосп на геотехнички прорачун. Међутим, његова припрема је услед варијација географских, геолошких и климатских услова који су довели до развоја и типизираних локалних иачија прорачуна, била отежана и компликованија него код осталих еврокодova. Ипак, у периоду од 1981. до 2004. године итеизивио се радпо на приближавању очигледних разлика које су довеле до другачијег формата еврокода. Наиме, за разлику од осталих где је димензионирање конструкција прилично јасно, у Еврокоду 7 су понуђена три различита поступка за прорачун, као и комплети парцијалних коефицијената које треба применити у њима. Некои прихватања Еврокода 7 свака земља треба да донесу још две веома важне одлуке које се одиосе управо на избор прорачунског поступка према коме би се вршпо димензионирање геотехничких конструкција и на дефинисање њему одговарајућим парцијалним коефицијентима. У овом истраживању су вршене теоријско-нумеричке анализе и верификације за потребе таквих одлука за плитке темеље, косине и потпорне зидове, које су најчешће геотехничке конструкције у пракси. Успешни резултати су показали да се исти приступ, заснован на задржавању сличности прорачуна и истог, доказаног степена сигурности као сада, може применити и за остале присутне у Еврокоду 7.

### *Кључне речи*

Еврокод 7, геотехнички прорачун, прорачунски поступак, парцијални коефицијенти, теоријско-нумеричка анализа, избор

# DEVELOPMENT AND IMPROVEMENT OF GEOTECHNICAL DESIGN METHODS AND APPLICATION OF EUROCODE 7

## *Summary*

In order to avoid the inequality arising from many and different civil engineering standards, rulebooks etc. present in the EU, academicians and practitioners have initiated voting a decision in 1975 for removing them and replace with set of harmonized technical rules, known as Eurocodes. They are covering parts from Eurocode 0 to Eurocode 9, among which is Eurocode 7 which is dedicated to geotechnical design. But, its realization, due to different geographical, geological and climate conditions which led to development of different local calculation traditions, was more difficult and complicated than at others Eurocodes. Anyway, in the period between 1981 and 2004 it was working intensively on exceeding the obvious differences, and which produced different format of this Eurocode. Namely, unlike others where structure designing is pretty clear, there are three design approaches offered in Eurocode 7 and sets of partial factors which are to be used in them. After accepting Eurocode 7, each state has to decide on two very important decisions which are related exactly on the choice of design approach according to which designing of geotechnical structures is going to be performed and to define appropriate partial factors. Theoretical and numerical analyses and verifications are realized in this research for such purposes for spread foundations, slopes and retaining walls, which are most often present geotechnical structures in practice. The successful results have shown that the same principle, based on keeping the similar calculation procedure and same, proved, safety level as now, can also be used for the other geotechnical structures present in Eurocode 7.

## *Key words*

Eurocode 7, geotechnical design, design approach, partial factors, theoretical and numerical analyses, decision

# САДРЖАЈ

ТАБЕЛЕ.....	iii
СЛИКЕ.....	vi
КОРИШЋЕИЕ СКРАЋЕИИЦЕ .....	viii
1. УВОД.....	1
2. ПОТРЕБА ЗА ЕВРОКОДОВИМА.....	5
2.1. Опште о стандардима.....	5
2.2. Опште о Еврокоду 7.....	9
2.2.1. Кратак историјски преглед развоја Еврокода 7.....	9
2.2.2. Карактеристике Еврокода 7.....	12
2.2.3. Опис прорачунских поступака.....	14
2.3. Еврокодови код нас.....	19
2.4. Полазне хипотезе и примењена методологија .....	20
3. КОМПАРАТИВИА СТУДИЈА ЗА ОДРЕЂИВАЊЕ ПРОРАЧУИСКОГ ПОСТУПКА И ПАРЦИЈАЛИИХ КОЕФИЦИЈЕИАТА ЗА ПЛИТКЕ ТЕМЕЉЕ .....	24
3.1. Избор одговарајућег поступка .....	24
3.1.1. Основе прорачуна носивости .....	24
3.1.2. Упоредњење поступака .....	28
3.2. Одређивање вредности парцијалних коефицијената.....	29
3.2.1. Парцијални коефицијенти за дејства.....	29
3.2.2. Парцијални коефицијенти за материјал.....	30
3.3. Верификација усвојених парцијалних коефицијената .....	52
3.3.1. Аналитички поступак .....	52
3.3.2. Моделирање у програму заснованом на методи коначних елемената.....	57
3.3.3. Објекти из праксе .....	59
3.4. Парцијални закључак.....	65
4. КОМПАРАТИВИА СТУДИЈА ЗА ОДРЕЂИВАЊЕ ПРОРАЧУИСКОГ ПОСТУПКА И ПАРЦИЈАЛИИХ КОЕФИЦИЈЕИАТА ЗА СТАБИЛИОСТ КОСИИА .....	70
4.1. Избор одговарајућег поступка .....	70
4.1.1. Основе прорачуна стабилности косина.....	70
4.1.2. Упоредњење поступака .....	70
4.2. Одређивање износа парцијалних коефицијената .....	72
4.3. Верификација усвојених парцијалних коефицијената .....	79
4.3.1. Моделирање методом граничне равнотеже.....	79
4.3.2. Моделирање методом коначног елемента (програм PLAXIS) .....	88
4.4. Парцијални закључак.....	91

5. КОМПАРАТИВНА СТУДИЈА ЗА ОДРЕЂИВАЊЕ ПРОРАЧУНСКОГ ПОСТУПКА И ПАРЦИЈАЛНИХ КОЕФИЦИЈЕНАТА ЗА ПОТПОРИЕ ЗИДОВЕ .....	93
5.1. Избор одговарајућег поступка .....	93
5.1.1. Основе прорачуна потпорних зидова.....	93
5.1.2. Упоредбе поступка .....	93
5.2. Одређивање и верификација вредности парцијалних коефицијената .....	95
5.3. Парцијални закључак.....	100
6. ПРЕДЛОГ ЗА ИАЦИОНАЛНИ АНЕКС.....	105
6.1. NA.1 Поље примене .....	105
6.2. NA.2 Иационално одређени параметри.....	106
6.3. NA.3 Одлуке о статусу информативних анекса .....	109
6.4. NA.4 Познавање на несупротстављене додатне информације .....	109
6.5. Анекс А: Парцијални и корелациони коефицијенти за гранично стање носивости .....	110
6.5.1. А.1 Парцијални и корелациони коефицијенти .....	110
6.5.2. А.2 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања равнотеже (EQU) .....	110
6.5.3. А.3 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања конструкције (STR) и геотехничког граничног стања (GEO).....	111
6.5.4. А.4 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања узгона (UPL) .....	116
6.5.5. А.5 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања за хидраулички лом (HYD).....	117
7. ЗАКЉУЧАК .....	118
7.1. Сводни закључак .....	118
7.2. Перспективе .....	121
ЛИТЕРАТУРА .....	126
П Р И Л О З И .....	134
Прилог 1: Верификација програма за прорачун носивости темеља . . . . .	- 1 -
Прилог 2: Иеколико примера за упоређење димензија темеља . . . . .	- 4 -
Прилог 3: Изводи из прорачуна носивости за темеље . . . . .	- 7 -
Прилог 4: Изводи из прорачуна носивости у PLAXIS-у за носивост темеља . . . . .	- 20 -
Прилог 5: Изводи из прорачуна стабилности косина (SLIDE, PLAXIS) -	25 -
Прилог 6: Изводи из прорачуна зидова (гравитациони, конзолни) . . . . .	- 34 -

## ТАБЕЛЕ

Табела 1	Парцијални коефицијенти за дејства ( $\gamma_F$ ) или ефекте од дејства ( $\gamma_E$ ) .....	15
Табела 2	Парцијални коефицијенти за параметре тла ( $\gamma_M$ ) .....	15
Табела 3	Парцијални коефицијенти за отпоре ( $\gamma_R$ ) .....	16
Табела 4	Параметарска анализа за идеализован случај оптерећења .....	32
Табела 5	Карактеристичан пример верификације ауторског програма у EXCEL-у са примером објављеним у светској литератури .....	33
Табела 6	Прорачун ПК за прорачунски случај 1 при $F_\phi=1,50$ и $F_c=2,50$ .....	36
Табела 7	Прорачун ПК за ПС 1 при $F_\phi=1,20$ и $F_c=2,00$ .....	37
Табела 8	Прорачун ПК за угао трења у прорачунском случају 2 .....	37
Табела 9	Примена добијених ПК за трење приликом одређивања ПК за кохезију за ПС 2 .....	38
Табела 10	Прорачун ПК за угао трења у ПС 3 .....	38
Табела 11	Примена добијених ПК за трење приликом одређивања ПК за кохезију у ПС 3 .....	39
Табела 12	Прорачун ПК у прорачунском случају 4 .....	39
Табела 13	Прорачун ПК у прорачунском случају 5 .....	41
Табела 14	Прорачун ПК у прорачунском случају 6 .....	42
Табела 15	Прорачун ПК у прорачунском случају 7 .....	43
Табела 16	Прорачун ПК у прорачунском случају 8 .....	44
Табела 17	Прорачун ПК у прорачунском случају 9 .....	45
Табела 18	Прорачун ПК у прорачунском случају 10 .....	46
Табела 19	Прорачун ПК у прорачунском случају 11 .....	47
Табела 20	Прорачун ПК у прорачунском случају 12 .....	48
Табела 21	Прорачун ПК у прорачунском случају 13 .....	49
Табела 22	Преглед износа просечних ПК за третиране ПС .....	50
Табела 23	Упоредба ширине темеља за прорачунски случај 1 .....	53
Табела 24	Упоредба ширине темеља за прорачунски случај 2 .....	53
Табела 25	Упоредба ширине темеља за прорачунски случај 3 .....	53
Табела 26	Упоредба ширине темеља за прорачунски случај 4 .....	53
Табела 27	Упоредба ширине темеља за прорачунски случај 5 .....	54
Табела 28	Упоредба ширине темеља за прорачунски случај 6 .....	54

Табела 29	Упоређење ширине темеља за прорачунски случај 7 .....	54
Табела 30	Упоређење ширине темеља за прорачунски случај 8 .....	55
Табела 31	Упоређење ширине темеља за прорачунски случај 9 .....	55
Табела 32	Упоређење ширине темеља за прорачунски случај 10 .....	55
Табела 33	Упоређење ширине темеља за прорачунски случај 11 .....	56
Табела 34	Упоређење ширине темеља за прорачунски случај 12 .....	56
Табела 35	Упоређење ширине темеља за прорачунски случај 13 .....	56
Табела 36	Одређивање ПК за ПСО у PLAXIS–у за прорачунски случај 1.....	58
Табела 37	Одређивање ПК за ПСО у PLAXIS–у за прорачунски случај 2.....	58
Табела 38	Одређивање ПК за ПСО у PLAXIS–у за прорачунски случај 3.....	59
Табела 39	Упоређење ширине темеља за индивидуални стамбени објекат.....	60
Табела 40	Упоређење ширине темеља за колективни стамбени објекат.....	61
Табела 41	Упоређење ширине темеља за спортску салу (крајњи рам) .....	62
Табела 42	Упоређење ширине темеља за спортску салу (средњи рам) .....	63
Табела 43	Упоређење ширине темеља за постојећи армиранобетонски мост .....	64
Табела 44	Упоређење ширине темеља за нови мост од преднапрегнутог бетона .....	65
Табела 45	Трајна косна без спољашњег оптерећења.....	81
Табела 46	Трајна косна са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ ).....	81
Табела 47	Трајна косна са неповољним променљивим оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ ) .....	82
Табела 48	Привремена (радна) косина без спољашњих оптерећења .....	82
Табела 49	Трајна косна у сеизмичким условима ( $q=0$ kPa, FS=1,1).....	84
Табела 50	Трајна косина без спољашњег оптерећења ( $q=0$ kPa, FS=1,5) .....	84
Табела 51	Трајна косина са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ ) ( $q_G=20$ kPa, FS=1,5) .....	84
Табела 52	Трајна косина са неповољним променљивим оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ ) .....	85
Табела 53	Привремена (радна) косна без спољашњих оптерећења.....	85
Табела 54	Трајна косна у сеизмичким условима .....	85
Табела 55	Трајна косна без спољашњег оптерећења.....	85
Табела 56	Трајна косина са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ ).....	86
Табела 57	Трајна косна са неповољним променљивим оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ ) .....	86
Табела 58	Привремена (радна) косна без спољашњих оптерећења .....	86
Табела 59	Трајна косна у сеизмичким условима .....	86
Табела 60	Трајна косна без спољашњег оптерећења ( $q=0$ kPa, FS=1,5) .....	88
Табела 61	Трајна косна са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ ).....	89

Табела 62	Трајна косина са неповољним променљивим оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ ) .....	89
Табела 63	Привремена (радна) косина без спољашњих оптерећења .....	89
Табела 64	Резултати из анализе гравитационе бетонске конструкције .....	99
Табела 65	Резултати из анализе гравитационе бетонске конструкције са спољашњим оптерећењем у износу од $q=20 \text{ kN/m}^2$ .....	99
Табела 66	Резултати из анализе армиранобетонске конзолне конструкције .....	99
Табела 67	Резултати из анализе армиранобетонске конзолне конструкције са спољашњим оптерећењем од $q=20 \text{ kN/m}^2$ .....	100
Табела 68	Одредбе где је дозвољен национални избор.....	106
Табела 69	A.1 Парцијални коефицијепти за акције ( $\gamma_F$ ) .....	110
Табела 70	A.2 Парцијални коефицијепти за параметре тла ( $\gamma_M$ ) .....	111
Табела 71	A.3 Парцијални коефицијепти за акције ( $\gamma_F$ ) или ефекте од акција ( $\gamma_E$ ).....	111
Табела 72	A.4 Парцијални коефицијепти за параметре тла ( $\gamma_M$ ) .....	112
Табела 73	A.5 Парцијални коефицијепти за отпоре ( $\gamma_R$ ) код плитких темеља.....	112
Табела 74	A.6 Парцијални коефицијепти за отпоре ( $\gamma_R$ ) за побијене шипове.....	113
Табела 75	A.7 Парцијални коефицијепти за отпоре ( $\gamma_R$ ) за бушене шипове .....	113
Табела 76	A.8 Парцијални коефицијепти за отпор ( $\gamma_R$ ) за шипове бушене континуирано сврдлом (CFA) .....	113
Табела 77	A.9 Корелациони коефицијепти $\zeta$ за одређивање карактеристичних вредности из тестова са статичким пробним оптерећењем шипова ( $n$ - број испитаних шипова).....	114
Табела 78	A.10 Корелациони коефицијепти $\zeta$ за одређивање карактеристичних вредности из резултата испитивања тла ( $n$ - број профила са тестовима). 114	
Табела 79	A.11 Корелациони коефицијепти $\zeta$ за одређивање карактеристичних вредности на основу података из динамичког ударног испитивања <sup>a b c d e</sup> ( $n$ – број испитаних шипова) .....	114
Табела 80	A.12 Парцијални коефицијепти отпора ( $\gamma_R$ ) за преднапрегнуте анкере.....	115
Табела 81	A.13 Парцијални коефицијепти отпора ( $\gamma_R$ ) за потпорне конструкције.....	115
Табела 82	A.14 Парцијални коефицијепти на отпорност ( $\gamma_R$ ) за косине и глобалну стабилност.....	115
Табела 83	A.15 Парцијални коефицијепти на акције ( $\gamma_F$ ).....	116
Табела 84	A.16 Парцијални коефицијепти за параметре тла и отпоре .....	116
Табела 85	A.17 Парцијални коефицијепти за акције ( $\gamma_F$ ) .....	117
Табела 86	Преглед усвојених ПП и ПК за анализиране геотехничке конструкције ...	120

## СЛИКЕ

Слика 1	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 4 .....	40
Слика 2	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 4.....	40
Слика 3	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 5 .....	41
Слика 4	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 5.....	41
Слика 5	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 6 .....	42
Слика 6	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 6.....	42
Слика 7	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 7 .....	43
Слика 8	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 7.....	43
Слика 9	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 8 .....	44
Слика 10	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 8.....	44
Слика 11	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 9 .....	45
Слика 12	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 9.....	45
Слика 13	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 10 .....	46
Слика 14	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 10.....	46
Слика 15	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 11 .....	47
Слика 16	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 11 .....	47
Слика 17	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 12 .....	48
Слика 18	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 12.....	48
Слика 19	Тенденција развоја ПК за трење у ПС 13 .....	49
Слика 20	Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 13.....	49
Слика 21	Карактеристични рам ндвдвдуалног стамбеног објекта .....	59
Слика 22	Математички модел колективног стамбеног објекта.....	60
Слика 23	Математички модел спортске сале .....	62
Слика 24	Подужни пресек анализраног моста Б124, km 151+613 .....	63
Слика 25	Део подужног пресека моста Б2, km 2+684.55 .....	64
Слика 26	Нелинеарна анвелопа лома хиперболног типа и њени параметри .....	78
Слика 27	Анализа стабилности у програму SLIDE за косну висину $H=5$ m у материјалу са ПСО $\phi=25^\circ$ и $c=10$ kPa и сталним оптерећењем $q=20$ kN/m <sup>2</sup> у трајним условима: примена глобалног фактора сигурности $FS=1,50$ .....	81
Слика 28	Анализа стабилности у програму SLIDE за косну висину $H=5$ m у материјалу са ПСО $\phi=25^\circ$ и $c=10$ kPa и сталним оптерећењем $q=20$ kN/m <sup>2</sup> у трајним условима: примена парцијалних коефицијената сигурности $\gamma_m=1,50$ и $\gamma_G=1,00$ .....	82



Слика 29	Анализа стабилности у програму SLIDE за косну висине $H=5$ m у материјалу са углом трења $\phi=35^\circ$ при радним (привременим) условима: примена глобалног фактора сигурности $FS=1,30$ .....	83
Слика 30	Анализа стабилности у програму SLIDE за косну висине $H=5$ m у материјалу са углом трења $\phi=35^\circ$ при радним (привременим) условима: примена парцијалних коефицијента сигурности $\gamma_m=1,30$ .....	83
Слика 31	Анализа стабилности косне у условима опња смичуће чврстоће нелинеарном анвелопом лома: гранична равнотежа $FS=1,50$ .....	87
Слика 32	Анализа стабилности косне у условима опња смичуће чврстоће нелинеарном анвелопом: гранично стање применом ПК у износу од 1,50 - $FS=1,00$ .....	88
Слика 33	Карактеристичан приказ излаза PLAXIS-а за прорачун коефицијента редуције ПСО (трајна косна са неповољним повременим оптерећењем $q=5$ kPa за косну висине $H=5$ m у материјалу са ПСО $\phi=15^\circ$ и $c=20$ kPa) .....	90
Слика 34	Изглед корисничког дела модула за прорачун и контролу гравитационих потпорних зидова програма GEO5 .....	98
Слика 35	Изглед корисничког дела модула за прорачун и контролу конзолних потпорних зидова програма GEO5 .....	99

## КОРНИШЋЕНЕ СКРАЋЕНИЦЕ

ЕК; ЕС	Еврокод; Eurocode
ЕК 7; ЕС 7	Еврокод 7; Eurocode 7
ЕКС; CEN	Европски комитет за стандардизацију; Comité Européen de Normalisation
ЕН	European Norm; европска стандард-норма
ЕУ	Европска унија
ISSMGE	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Међународно друштво за механику тла и геотехнику
МКЕ	Метод коначних елемената
НА; NA	Национални анекс; National Annex
НОП; NDP	Национално одређени параметри; Nationally determined parameters
ПК; PF	Парцијални коефицијенти; Partial factors
ПС	Прорачуиски случај
ПСО	Параметри смичуће отпорности
ПП; DA	Прорачуиски поступак; Design approach
ПП 1 К 1;	
DA1 C1	Прорачуиски поступак 1, комбинација 1; Design approach 1, combination 1
ПП 1 К 2;	
DA1 C2	Прорачуиски поступак 1, комбинација 2; Design approach 1, combination 2
ПП 2; DA2	Прорачуиски поступак 2; Design approach 2
ПП 2*; DA2*	Прорачуиски поступак 2*; Design approach 2*
ПП 3; DA3	Прорачуиски поступак 3; Design approach 3
ПК7; SC7	Поткомитет 7; Subcommittee 7
SLS	Serviceability limit state; гранично стање употребљивости
ULS	Ultimate limit state; гранично стање носивости (лома), ултимативно (крајње) гранично стање
CEN/TC 250	Технички комитет 250 Европског комитета за стандардизацију

## 1. УВОД

Групу геотехничких конструкција чине све конструкције на тлу (плитки темељи), у тлу (шпорови, цевоводи, тунели), од тла (ископи и насипи са њиховним завршним површинама - косинама) и потпорне конструкције (потпорни зидови, дијафрагме), као и елементи који помажу или обезбеђују стабилност, попут анкера. Првенствена улога им је да пренесу оптерећења на тло и да обезбеде стабилност конструкцији чију основу представљају или је подупиру. Њихова историја сеже у далеку прошлост човечанства, још када су почели да се граде станишта и путевн, а нарочито када су извођени насипи за заштиту од поплава. Али, иако континуирано присутна у градитељству, није увек имала равноправан третман, важност и значење са објектом. Без обзира на то, на њене чари нису остали нмунн, чак су у њима уживали и бројни антички народи: Феничани, Египћани, Грци и Римљани у Медитерану, као и древне источне цивилизације у Месопотамији, Персији, Индији, Кини итд. Свакако, у то време се пракса засновала на емпирији, али иста није увек била искључиво позитивна: познати су бројни примери неизведених или срушених објеката, што је елемент који срећемо и у нашим народним песмама, али и појединих конструкција које су у „рањеном” стању дочекали 21. век, попут кривих кула у Пизи и Болоњи. Из данашње перспективе, јасно је да је основи разлог њиховог (не)постојања управо – геотехнички.

Иеповољна и кобна искуства, али паралелно и ширење образовања су немновно водили ка занмању и за ове појаве, да би средином друге половине другог миленијума започело интересовање за геотехнику у правом техничком смислу речн. Ипак, чак и тада се вештина геотехнике базирала само на искуству и пионирским експериментима који нису нмали научну позадину. Тек се почетком 18. века пажња усмерева ка косинама и земљаним притисцима, да би затнм Кулон, поред заслуга у фнзнци, разјаснио бројне геотехничке непознанце, нарочито оне везане за чврстоћу тла и притиске на зидове. У 19-ом веку, Понселе износи прву теорију о ултимативној носивости плитких темеља, док Колин покушава да дефинише фактор сигурности код косина (Дас, 2011). Почетак 20-ог века је буран у сваком смислу за геотехнику. Тада се, тачније 20-их година, као плод Терцагијевог рада, ствара савремена механика тла. Поред многобројних новостн, појављују се и једначине за прорачун носивости плитких темеља, али и стабилности зидова, док се, скоро истовремено, на северу Европе рађа новн поступак за проверу стабилности косина. Споменуте методе су надграђиване у деценијама које су следиле, а поједине су, донекле, и даље присутне у Европи и свету. Међутим, одређене дилеме које су биле пред ннжењерима, нарочито са гледишта сигурности објеката, расле су и гомилале се, па је постало јасно да се приближило време за њихово нновирање. Иницијативу је покренуо Тејлор средином 20-ог века у Енглеској, али је у то време

прихваћена само спорадично, мада је убрзо добила на масовност, а чему је подршку дала и СФРЈ. Озбиљнији резултати су, ипак, сачекали крај века када су после дугогодишње припреме вођене под „диригентском палицом” Данског геотехничког друштва, чији су чланови били претече неких тек ових година усвојених процедура, објављени савремени европски геотехнички стандарди.

Пројектовање геотехничких конструкција се донедавно заснивало на проценама сигурности са релативно grubим тзв. глобалним коефицијентима сигурности, где остаје непознато колика је резерва код различитих улазних параметара који су од пресудног значења за (не)стабилност одређене (геотехничке) конструкције. Управо овај недостатак је дуго био дискутован, али је и остао недирнут. Још више, овај „стил” прорачуна није био компатибилан са димензионарањем конструкција из високоградње, што је водило ка потреби да се унифицирају стандарди „по висини” пројектовања. Ова два главна разлога су, заједно са потребом да се хармонизација реализује и „по површини” тј. између земаља, довела до формирања „запремине” и ових европских грађевинских норматива - еврокодова. Код њих су пројектовање и прорачун геотехничких конструкција обухваћени Еврокодом 7, што је само потврда да се ова област грађевинског конструкторства развила до те мере да се за њу морају прописати специфични принципи и правила димензионарања. Али, како су теренски услови мењају и драматично разликују, израда заједничког европског геотехничког стандарда је „запело”, а компромис је нађен у његовом нуђењу у специфичном облику који поставља посебне изазове, како за пројектанте, тако и за истраживаче.

Сагласно овим стандардима, у Европи је обавезна примена граничних стања као основе за димензионарање, што укључује проверу појаве свих стања граничне носивости (лома) и употребљивости и увођење парцијалних коефицијената сигурности. Њихова примена код изабраних карактеристичних величина својстава тла, као и при анализи дејстава која се преносе на тло или геотехничку конструкцију преко појединих делова горње конструкције или кроз тло, представља инови приступ у поступку геотехничког прорачуна. Управо увођење граничних стања, као критеријума за оцену сигурности, намеће потребу за напуштањем поједностављених, упрошћених прорачуна, уобичајене праксе одређивања, нпр., димензија на основу дозвољених напона и усвајања расподеле реакције тла по унапред утврђеном закону.

Да би биле одабране адекватне методе пројектовања и прорачуна геотехничких конструкција и усвојене одговарајуће вредности парцијалних фактора, неопходно је урадити анализе, мерења, верификације и упоређења резултата. Притом се мора третирати и анализирати досадашње искуство, постојећа регулатива, актуелно стање у земљи и региону, као и резултати из сличних истраживања у Европи која су до сада дала резултате. Исто обавезује и на пажљивост, јер је један од задатака да се иновости што пре испоруче корисницима и да буду јасне, те да се без страха прихвате са њихове стране.

Највише интересовања, могућности, а и највећи значај, како се може видети и из изнесеног кратког историјског прегледа, имају област проблематике потпорних конструкција, стабилности косина и одређивања носивости тла, па ће оне бити и предмет истраживања у овом раду. Исто је проведено теоријско–нумеричком упоредном анализом која има за циљ да се дође до најприкладнијег начина прорачуна геотехничких конструкција. Једнако врло важан циљ је и дефинисање парцијалних фактора сигурности, који ће се користити у геотехничким прорачунима. Они се односе како на дејства и материјале, тако и на отпоре који се јављају као резултат интеракције конструкције и тла и одражавају сложеност понашања грађевинске конструкције у контакту са тлом при преносу оптерећења и померања. Добијени резултати и закључци истраживања треба да створе основу за рад на националним документима за пројектовање и прорачун геотехничких конструкција и примену Еврокода 7.

Развој норматива, еврокодова и Еврокода 7 је описан на страницима које следе, тј. у другом поглављу. Већ на његовом почетку писано је опште о стандардима, да би се у каснијим деловима конкретније наводили они геотехнички, односно Еврокод 7. Дат је његов развој кроз задњих пар деценија, а истакнуто је и да почива на иовим принципима димензионирања према граничним стањима. Карактеристике су му генерално наведене, да би се даље више пажње посветило Еврокоду 7-1. Он је опширније обрађен у следећим тачкама, при чему су понуђени прорачунски поступци детаљно појашњени. У наставку је дат пресек о присуству и потреби еврокодова у региону, а на основу релативно неповољног извештаја оправдано се предложило његово увођење поштујући успут одређене хипотезе. Оне су примењене у другим поглављима где су приказане компаративне студије за одређивање одговарајућег прорачунског поступка и потребних парцијалних коефицијената.

Први су обрађени плитки темељи. На основу анализа и упоређења досадашњег и понуђеног начина прорачуна носивости и проналажењу сличности формата који се дугује истом аутору једначине за прорачун носивости дате у актуелном „Правилнику о техничким нормативима за темељење грађевинских објеката” и оне у Анексу Д Еврокода 7-1, предложено је усвајање адекватног прорачунског поступка. Међутим, ако по овом питању није било већих дилема, онда се за одређивање износа парцијалних коефицијената за материјал може констатовати управо обрнуто. Наиме, због математичке сложености изрази за прорачун носивости, експлицитне вредности за парцијалне коефицијенте није могуће одредити. Зато је реализовано истраживање за више случајева оптерећења и тла са различитим карактеристикама, из којих је пропашао предлог за парцијалне коефицијенте. Њих је верификован у истим условима упоређујући димензије темеља прорачунатим према досадашњем начину и према усвојеним коефицијентима, а затим је то учињено и за објекте који су већ реализовани у Р. Македонији. Успешност је такође потврђена и моделовањем у софтверу заснованом на методу коначних елемената.

Донекле сличан алгоритам је коришћен и за остале геотехничке конструкције, што се може видети већ у поглављу 4 где су анализирани косине. На основу компарације концепата прорачуна, и за њих је одабран одговарајући прорачунски поступак, а слично као и код темеља, и овде се јавило усложњавање када су били третирани парцијални коефицијенти. Али, у случају косина установљено је да понуђено са еврокодом није у складу са досадашњим принципима и праксом, и то не само код нас. Наиме, није реално очекивати да је могуће користити исти парцијални коефицијент за параметре смичуће отпорности и за брану, и за рудник, и за природну косину, у условима сталних и привремених оптерећења. Ову некоректност је приказано истраживање исправило, а уједно и корелирало са досадашњом сигурношћу. Исто је потврђено за тла са карактеристикама које варирају у широком дијапазону и за случајеве који обухватају стална, привремена и сеизмичка оптерећења. Успешност је доказана како у програмима заснованим на методи граничне равнотеже, тако и са методом коначних елемената.

Затим су, у поглављу 5, третирани потпорни зидови. Код њих је, на основу сличности са досадашњим прорачунским обичајима у региону, одабран аналоган прорачунски поступак. Ипак, имајући у виду да је исти, бар за сада, веома компликован за коришћење приликом анализа са методом коначних елемената, предложено је да се само у оваквом случају моделисања користи прорачунски поступак који ће такође омогућити и да се истовремено анализирају ове три овде обрађене геотехничке конструкције. За разлику од претходне две, у овом случају избор о парцијалним коефицијентима био је олакшан, јер су корелације са актуелним димензионарањем и бројни прорачуни на бетонским и армиранобетонским зидовима, у различитим геотехничким и условима оптерећења, показале да се могу усвојити износи предложени у еврокоду.

У задњим деловима сваког од претходна три поглавља су дате и одређене сугестије о могућим побољшањима која би се могла реализовати у блиској будућности, али и констатовани доприноси који иду у прилог хармонизацији стандарда у Европи.

Након што су у трећем поглављу обрађени темељи, у четвртој косине, а у петом – зидови, те имајући у обзир закључке, у поглављу бр.6 је коначно дат предлог за Национални анекс, као резултат научног доприноса овог рада. Његов изглед је приказан у класичном формату, само са одлукама о понуђеним национално одређеним параметрима.

На основу изложеног на крају је дат закључак целокупног истраживања, при чему је у првом делу исто заокружено и приказано као сводни закључак. Даље су предочене могуће перспективе о будућности Еврокода 7, могућим даљим облицима, а који сви, без обзира, траже да се ригорозно поштују и правила и сугестије о теренским и лабораторијским истраживањима тла.

## 2. ПОТРЕБА ЗА ЕВРОКОДОВИМА

### 2.1. Опште о стандардима

Циљ кодова и стандарда је да дефинишу процесе и поступке пројектовања, да поставе њихов основи садржај и да идентификују различите границе које су прихватљиве пракси. У већини случајева, место у том ланцу заузимају друштво, корисници, подаци и анализе, који обухватају и инжењерске прорачуне. Једна улога кодова је омогућавање повезивања анализа и пројектовања, показујући како се анализе могу користити као алат у процесу пројектовања. Они дају могућности примењених метода анализа и домене коефицијента сигурности, разграничавају стања лома и уобичајено стање у пракси, повезују деловање пројектаната са захтевима друштва, где су у првом плану сигурност и употребљивост, а управо ови захтеви су преточени у поступке и бројеве. Као такви, кодови и стандарди су присутни свуда у нашем свакодневном и стручном окружењу. Али, и друштво и корисници уједно траже да се сигурност и употребљивост избалансирају са економичношћу. Ово је нарочито важно у окружењу ограничених материјалних извора, што намеће још већу одговорност оних који раде на кодовима, а где се по много чему истичу они посвећени геотехници (Simpson et al., 2009). Иако, један од највећих изазова код геотехничких кодова је баланс између фиксних правила и личних сагледавања, који су заједно неопходни за успешан пројекат. Инжењери који раде и стварају у пољу геотехнике се најчешће ослањају на знање и просуђивање (Szavits-Nossan et al., 2006), што је прилично субјективно јер зависи од обуке и искуства, нао чему је уједно и од непроцењивог значаја. Искуство може бити и негативно, па су управо грешке из прошлости главни извор података и учења: чињеница да је након хаварија геотехничких конструкција долазило до интензивног развоја механике тла и унапређења кодова преко којих се избегава њихово понављање. Тиме доприносе напретку и науке и праксе, сагласно најбољем што је тренутно расположиво.

„Форензичке” анализе су показале да се, на жалост, рушења најчешће дешавају услед неочекиваних услова оптерећења који нису били узети у обзир и третирани, а не толико због одступања улазних параметара према којима је, иначе, претежно усмерена пажња пројектаната. Зато је важно и потребно да инжењери размотре одређени домен граничних - екстремних стања која треба узети у обзир приликом анализа. Управо то је основна филозофија пројектовања према граничним стањима: стања након којих конструкција више не испуњава релевантне пројектантске критеријуме. Ово практично значи да конструкција или њен део, из неког разлога, више није у функцији, тј. није употребљива. Из ових услова је јасно да сви кодови постављају гранична стања на страни сигурности, односно када је конструкција непосредно пре рушења.

Димеизионирање према граичним стањима значи да се анализрана стања близу лома не би требало појавити, или је вероватноћа појаве веома мала. Тако се прорачуни врше за, практично, виртуелно стање што може збунити пројектаите, јер су се до сада бавили стањима чије је постојање извесио (тзв. радио стања). Алп, управо стања која имају малу вероватноћу појаве, па као таква и иису разматраиа прпликом димеизионирања, доводе до рушења коиструкције, што не искључује да можда иије и прецењеиа чврстоћа. Такође, у сваком пројекту има бројних рачуница у којима има доста простора да се десп превид или грешка због људског фактора које се делимично могу покрити коефицијентима сигуриости. Зато је неопходно да кодови не повећају могућп извор грешака услед повећања и иабрајања захтева за испуњење прпликом прорачуна, већ да се одржавају иајједиоставије што могу.

Алтериатива граичним стањима су радио стања у којима је пажња усмереиа очекиваим стањима са којима се коиструкција успешно ииси у очекиваим условима оптерећења. На овај иачии се сигуриост проверава испуњавањем захтева о ограичеиом степену мобилизације чврстоће матерпјала или отпора тла. Алп, њихов иедостатак се првеиствеио јавио у коиструктивном инжењерству, у случајевима када долази до поиштења повољних и иеповољних спла у очекиваиом стању, а када прпликом малог пораста иеповољних спла долази до значајних повећања иапоиа. Управо овакви ломови довелп су, прво у коиструкторству, а затим и у геотехици, до одбацивања радио стања иапоиа и прихватања пројектовања према граичним стањима. Том прпликом потребио је разматрати околиости у којима крајње вредности параметара доводе коиструкцију до стања близу лома и факторпрати их пре њиховог комбиновања.

Кодови за пројектовање према граичним стањима уобичајеио траже проверу миимум два граичиа стања: употребљивости и граичиа стања која укључују опасностије ситуације. У еврокодovima, којп ће детаљије бити дпскутовани даље, граичиа стања употребљивости (SLS) одговарају условима иакои којих иису испуњеии одређеии захтеви за корпшћење коиструкције или њеиог дела, алп када се могу иаћп, додуше скупа, решења за саиацију. У SLS прорачуне се уносе иеизмењеие вредности параметара, што је иајближе (радио) стању које одговара очекиваиом поиашању коиструкције. Прпликом провере граичних стања иосивости (лома) (ULS), која су повезаиа са рушењем или иеким другим сличним обликом лома коиструкције и одиосе се иа опасности по корпсиике и зиатие екоиомске губитке, прорачуни се врше са парцијалиим коефицијентима (ПК). Оии се иаиосе одабраим параметрима попут оптерећења, чврстоће матерпјала (коиструкције или тла), евеитуалио воде итд., чијп се изиоси у иемодификованој форми иазивају карактеристичие (k) вредности. У суштиии, кодови обезбеђују сигуриост иа два иачииа. Први је преко пажљивог избора карактеристичних вредности, што се иарочито одиоси иа тло када се усвајају вредности чврстоће које су иајчешће иешто ииже од оиих које су иајвероватије. Други утиче преко иаиошења ПК карактеристичним вредностима и постизања њихових прорачунских - пројектаитских (d) вредности.



Предвиђени парцијални коефицијенти у кодовима имају мало значење уколико није јасно како су вредности параметара усвојене пре факторирања. Код тла, као природни и нехомогени материјал, ситуација је и много комплекснија. Наиме, за разлику од фабричких материјала, чији је процес производње контролисан, а и избор параметара се заснива на тесно спецификованим испитивањима, код тла се:

- материјали могу драстично разликовати један од другог
- особине морају испитати теренским и/или лабораторијским тестовима
- њихово одређивање везује за број и квалитет испитивања, као и за квалитет радне снаге, надзор извођења, осматрања и одржавања геотехничких радова током и након изградње
- историја формирања и претходног оптерећења показала као веома значајна за напона
- избор параметра врши за велику запремину (може бити 1:100000), а најчешће је близу средње вредности за разматрану вредност и реализована испитивања
- чврстоћа корелира са присуством воде и порних притисака
- вода мора третирати у геотехничком пројектовању
- тражи велика напона приликом избора карактеристичних вредности параметара због променљивости у разматраној временској
- коефицијенти најчешће не мењају, а променљивост и поузданост је знана пројектанту
- параметри неретко мењају процесом градње
- с обзиром да је треће доминантно, чврстоћа у свакој равни зависи од нормалног оптерећења на ту равну, на је потребна напона код напона коефицијената на оптерећење, јер повећањем оптерећења долази и до раста смичуће чврстоће
- због дуктилности долази до редистрибуције оптерећења са слабијих на јаче зоне тла, а тиме и на адекватне делове горње конструкције (зато су у геотехници потребни нешто нижи коефицијенти за оптерећења него ли у конструкцији)
- нелинеарност напона и деформација дефинише као висока и комплексна јер зависи од великог броја фактора попут састава тла, нивоа, историје и путање напона, итд.
- подаци и осматрања на суседним или сличним објектима могу третирати као веома корисни
- испитивање у великом обиму често јавља као потребно (Orr, 2007; Simpson et al., 2009).

У геотехници је увек, поред граничног стања носивости, потребно прорачунати и гранично стање употребљивости (деформација, померања) којим неретко знају да коригују пројекат. Услед свега овога у геотехници не постоји јединствен уопштен усвојен прорачунски модел за сваку појединачну пројектантску ситуацију, као што је у конструкторству, а за разлику од осталих еврокодова, Еврокод 7 не даје прорачунски модел, осим у анексима. Позната је констатација да велики број конструктивних инжењера може готово истоветно да реши један задатак, док велики број геотехничких инжењера један задатак може да реши на безброј различитих начина (Огг, 2007).

За разлику од материјалних коефицијената, код сила су вредности ПК претежно прописане у кодовима који покривају оптерећења и односе се и на друге материјале и конструкције, што га чини конзистентним са њима.

Вредности парцијалних фактора примењених код димензионирања према граничном стању носивости су углавном диктовани од:

- поузданости података
- типа оптерећења попут трајног, привременог и инцидентног оптерећења
- њихових ефеката
- чврстоће тла (врсте огледа, параметара смичуће отпорности, порних притисака, прогресивног лома итд.)
- анализе (метода, тачности, претпостављеног механизма лома, поједностављености профила тла)
- извођења (геометрије, квалитета и контрола материјала и људства)
- економичности
- одржавања
- вероватноће и последице лома у време употребљивости.

Парцијалним коефицијентима се уобичајено повећавају спецификована или карактеристична најгора оптерећења и ефекти оптерећења, укључујући несигурности у анализи, и/или редукују карактеристични конзервативно усвојени параметри чврстоће или отпорности тла, укључујући несигурности приликом реализације. Генерално, ови фактори се усвајају на основу калкулације са конвенционалним геотехничким пројектовањем (тј. у условима радних стања) и анализама применом глобалних коефицијената сигурности код позитивних примера и искуствима из праксе. Тако би се одржао исти степен сигурности, из којих разлога ће овај принцип бити примаран за примену и испуњење у даље приказаном нстраживању.

## 2.2. Опште о Еврокоду 7

### 2.2.1. Кратак историјски преглед развоја Еврокода 7

Уједињење Европе, произашло из формирања Европске економске заједнице, довело је до стварања великог тржишта на ком су присутне многе компаније из различитих држава. Оне су пословале сагласно важећим државним стандардима, али их је управо то доводило у подређени положај приликом конкурисања за послове у другим и трећим државама. То се нарочито и пре свега одразило на грађевинске фирме. Како би се превазишла неравноправност, Европска комисија је 1975. год., на заједничку иницијативу академске и стручне јавности, тј. универзитета и инжењера, закључила тзв. Договор из Рима (Beadman, 2006). Њиме је, чланом 95, донела одлуку да се приступи уклањању техничких препрека изражених у виду различитих државних препорука, правилника, стандарда и спецификација у сарадњи у грађевинарству између земаља чланица Европске уније (ЕУ). У оквиру овог програма деловања Комисија је преузела иницијативу да припреми комплет хармонизованих техничких правила, познатих као Еврокодони (Guidance Paper L, 2003). Тиме су први пут у историји уведени унифицирани комплети правила за геотехничко димензионарање који су, уједно, и премостили раздвајање између пројектовања горње и геотехничке конструкције (Bond, 2010).

Они данас обухватају 58 књига редоследно од Еврокода 0 до Еврокода 9: Основе прорачуна (димензионарања, пројектовања) конструкција, Дејства на конструкције, Прорачун бетонских конструкција, Прорачун челичних конструкција, Прорачун спрегнутих конструкција од челика и бетона, Прорачун дрвених конструкција, Прорачун зиданих конструкција, Геотехнички прорачун, Прорачун сензичких отпорних конструкција и Прорачун конструкција од алуминијумских легура. Иза стандарда је стала и Комисија давши јаку подршку чланицама позивајући их да усвоје и унесу еврокодове у њихове правилнике и законе. Циљ је да буде успостављен збир заједничких унифицираних техничких правила за димензионарање објеката, осталих грађевинских конструкција, производа и радова који ће заменити различита правила у земљама - чланицама. С обзиром да уједњавају искуство и резултате из вишедеценијских истраживања чланица Европског комитета за стандардизацију (ЕКС - Comité Européen de Normalisation, CEN) и међународних техничких и научних организација, разумљиво је да представљају врхунске стандарде у грађевинарству. За њих је већ тада било јасно да ће, у првој фази, служити као алтернатива државним стандардима, да би их у веома блиској будућности сасвим заменили.

Већ на почетку је уведена велика новост, бар за већину (геотехничких) инжењера, јер је било одлучено да се еврокодони заснивају на методи граничне носивости и примени парцијалних коефицијената. То је конзистентно са Еврокодом 0 и осталим грађевинским кодовима, али, бар за инжењере из развијених земаља, није био сасвим прихватљив (Fattell, 2005), иако је узимао у обзир специјалне особине тла, као што је то и чињено до тада.

Убрзо је, тачније 1980/81. године, у сарадњи са Међународним друштвом за механику тла и фундације (ISSMFE, касније преименовано у ISSMGE) била формирана прва група задужена за израду Европског стандарда из геотехничког пројектовања, који би носио број 7. Сачињавали су је представници државних (националних) друштва за геотехнику тада 10 земаља чланица Европске заједнице. Након 6-7 година рада и третирања разлика у геотехничкој пракси широм Европе, објављен је први модел са кодовима (смерницама) за општа правила при геотехничком прорачуну.

Током 1990. године задатак за рад на прорачунским кодовима за зграде и грађевинске радове је комплетно пренесен ЕКС-у, којег сачињавају државна тела за стандардизацију европских земаља. У оквиру ЕКС-а формиран је Технички комитет 250 (CEN/TC 250) одговоран за све конструкцијске кодове, а у њему Поткомитет 7 (SC7 - ПК7) задужен за геотехнички Еврокод 7 (EC 7 - ЕК 7). Његов први председник био је Нилс Кребс Овесен из Данске (Орт, 2007), а ова функција је одиграла кључну улогу у смеру и успеху развијања ЕК 7. Ово из разлога што је управо Данска, на основу рада Јергена Бринча Хансена почетком друге половине 20-ог века, прихвативши предлог Тејлора из 1948. године, званично прва у свету увела ПК у геотехничке стандарде и то приликом рачунања носивости (Нонјо et al., 2010). У контексту председника, интересантно је навести да је након Кребса Овесена, у периоду од 1998. до 2004. године, председник ПК7 био Роже Франк из Француске, кога је до 2010. наследио Бернд Шупенер из Немачке. Њих двојица су, заједно са колегама Брајаном Симпсоном из Енглеске и Тревором Ором из Српске 2008. године били предавачи на семинару о ЕК 7 који се, уз подршку ISSMGE, одржао у Македонији. Од тада негде у нашем региону и креће интензивнији рад и истраживање на ЕК 7. Показани интерес је довео до одржавања још једног једнонедељног семинара у Скопљу средином 2010. године од стране др Шупенера, тада актуелног председника ПК7. Њсти се потврдио и приличним бројем учесника на предавању о Еврокоду 7 које је путем интернета одржао тренутни председник ПК7, др Бонд крајем 2011. године, поново у организацији ISSMGE. Такође, истраживачи су били активни учесници и на радионици која је у склопу Европске конференције за механику тла и геотехнику одржана у Атини септембра 2011.

Ипак, прихватање за бројне земље Европе – сасвим новог концепта прорачуна, није ишло лако. Наиме, у новембру 1992. године је широко дискутовано о начинима примене ПК у геотехници. То је резултирало прихватањем концепта о трима могућим комбинацијама (парцијални коефицијенти на матерјале и силе), које су шест година касније проширене још двама (парцијални коефицијенти на отпоре). Наведене комбинације су тако омогућиле три различита и независна поступка прорачуна, доцније означених са 1, 2 и 3. И поред допуњења Еврокода 7, изражена је забринутост која је највише правдана његовом радикалном разликом од уобичајене праксе у већини земаља. Неоправдан страх је неретко, чак и академски истакнуте личности, наводио да закључују и препоручују како је пре пуштања Еврокода 7 у конвенционалну

употребу неопходно драстично побољшање (Ott, 2007b). Ипак, мноштво упућених је дало сагласност и подршку валидности описаној основној филозофији ЕК 7.

1993. год. је ПК7 усвојио, а ЕКС 1994. објавио предстандард ENV 1997-1, али није било дилеме да предстоји још посла како би се створио комплетан Европски стандард/норма (EN) који би био прихваћен у свим чланицама ЕКС. Иеколико година касније, тачније 1997, пресудну улогу у конверзији из ENV ка EN било је признавање од стране ЕКС да је геотехничко пројектовање јединствено и да се не може разматрати као исто са осталим прорачунским навикама потребним и присутним у грађевинарству. До овог уступака су свакако довели различити модели уобичајено коришћени у различитим земљама који се не могу лако хармонизовати из једноставног разлога јер су геолошки услови различити, због чега је формиран израз „локалне традиције/обичаји” (Frank, 2008). Са правног аспекта, наведено признавање је унесено у резолуцију у облику: CEN/TC 250 прихвата принцип да се ENV 1997-1 може посветити искључиво фундаменталним правилима геотехничког прорачуна и да буде допуњен националним стандардима. Споменути разлози су довели и до делимичног успоравања развоја и прихватања ЕК 7. Али, уједно, то га је створило и атрактивним за многе земље широм света (Day, 2007; Schuppener et al., 2009; Anagnostopoulos & Frank, 2010), нарочито оних које имају културне и трговачке везе са Европом, јер су се сигурно могле бар парцијално препознати у појединим деловима. За разлику од њега, остали еврокодери су били прилично брзо и без „траума” усвајани и примењивани.

Прелаз са ENV 1997-1 на EN 1997-1 је изведен у периоду 1997-2003, који је објављен већ следеће године. Три године касније придружио им се други део стандарда који обухвата геотехничка истраживања и испитивања, а која нису део овог научног истраживања. Од 2010. године, Еврокод 7, а и уопште еврокодери су постали обавезни на територији ЕУ.

Иако почетно, али не и једино, планирани да се користе на тлу Европе, сав процес за еврокодове је паралелно праћен подржавањем и прихватањем и у многим земљама широм света. Уобичајено се, од усвајања еврокодова, оставља период од три године за њихову коегзистенцију и паралелно коришћење са постојећим стандардима. То би послужило инжењерима да се припреме за постепени прелаз, прихватање и примену еврокодова, али и да се увере у њихову успешност. Исте би, након дефинитивног усвајања, требало ревидирати, кориговати и калибрирати на стандардан временски размак од неколико година. При томе, основни и главни извор података за могуће промене износа ПК представља геотехничка пракса и подаци из осматрања конструкција.

Иначе, сваки део ЕК садржи податке који су остављени на избор државама, тзв. национално одређене параметре (NDP - ИОП). Њихов избор зависи од сигурности, трајности и економичности објеката који су били и остају у домену државе, а не ЕУ, као и од препоручених параметара које ЕКС тражи од земаља

чланица да буду примењени. Још више, ЕК 7 нуди и три поступка по којима се може извршити геотехнички прорачун. Како би се на интернационалном нивоу омогућило димензонирање према истим принципима, а истовремено и превазишле разлике у геотехничком димензонирању условљене геолошким, географским и климатским разликама, условима тла, различитим методама истраживања и испитивања, условима пројектовања, пројектантским методама и прорачунским моделима, пројектантских традиција, а који су се дуги низ година успешно примењивали, затим правним ограничењима, као и различитим степенима заштите и сигурности, па приспособиле, ЕК 7 је пажљиво припреман. Њиме је свакој држави омогућено да изабере прорачунски поступак (DA - ПП) и да наведене параметре делимично промени, међу којима су и парцијални коефицијенти. То се чини преко Националних анекса (NA - НА) које свака земља-корисница припрема након објављивања ЕК. НА треба да садржи вредности НОП које треба користити приликом примене ЕК и адекватног ПП у тој земљи. Истовремено, НА се могу позвати и на важеће државне прописе који нису у супротности са ЕК, нису обухваћени њима, или их надопуњују.

### *2.2.2. Карактеристике Еврокода 7*

Како је раније наведено, ЕК 7 сачињавају два дела. У другом су обухваћена лабораторијска и теренска испитивања, с тим да није покривена њихова стандардизација, док се у првом обрађују општа правила о димензонирању темеља, анкера, потпорних конструкција, насипа итд. У првом делу су, поред НОП, понуђена наведена три начина прорачуна геотехничких конструкција. Управо у њему је земаљама-корисницама ЕК 7 остављена могућност да одлуче о избору најадекватнијег приступа димензонирању, односно ПП, и да унесу своје ПК тј. поједне НОП чије су вредности независне од њихове примене. Већина земаља је, и поред одређених препорука око избора вредности датих у ЕК 7, одступила од њих и увела локалне вредности. Да би се у томе успело, тј. да би био забрањен одговарајући ПП и били дефинисани НОП, неопходно је урадити велики број анализа, упоређења, прорачуна и верификација пре него што би била донета коначна одлука која би представљала допрнос раду на националним документима. У том контексту се може навести да је и у самом ЕК препоручено да свака земља корисница еврокода треба да спроведе истраживање како би допринела њиховом развоју са задњим достигнућима на пољу науке и технологије. Тиме би се обезбедио и несметан ток растућем степену заштите и сигурности објеката и грађевинских радова. Са аспекта геотехнике то обухвата компаративне студије различитих ПП и вредности ПК чиме би се оцењивао потенцијал за даљу хармонизацију, а користећи и осматрања на терену.

ЕК 7 је, као и остали еврокодови, тесно повезан са Еврокодом 0 и Еврокодом 1. Тамо су наведена начела о основама димензонирања конструкција и дејствима на њих, одакле и произлази прорачун према граничним стањима. Заснивање на методи граничног стања подразумева проверу појаве свих стања граничне носивости и граничне употребљивости.

Гранична стања носивости обезбеђују сигурност од, нпр. рушења конструкције или било којег типа лома, попут великих деформација тла (која доводе до лома) или могућих ризика по људе и до економских губитака. За њих је, с обзиром на опасност коју носе, потребно показати да имају малу вероватноћу појаве. Оне се најчешће проверавају рачунски постизањем одређене циљане сигурности било преко прорачуна који укључују ПК у карактеристичне параметарске вредности или чврстоће и у карактеристична дејства или ефекте. Тако се карактеристичне вредности параметара претварају у прорачунске и са њима се проводи анализа. Овај начин је фундаменталан и доминира и у ЕК 7 и у пракси. Алтернативно, али много ређе, слично се чини усвајањем препоручених мера предострожности, експерименталним моделима или тестовима оптерећења, и осматрањем, појединачно или њиховом комбинацијом, или на основу методе вероватноће уз помоћ испитивања. У овом контексту, може се констатовати да је увођење осматрања као пројектантског метода важна новина у ЕК 7 и његова примена може донети важне позитивне промене у геотехници код нас. Тако пружа значајну улогу геотехници са циљем достизања економичнијих пројеката и скраћење времена извођења у сложеним геотехничким условима.

Гранична стања употребљивости су изазвана деформацијама, слегањима, вибрацијама и локалним оштећењима конструкције, па доводе до немогућности коришћења објекта у уобичајеним условима при радним оптерећењима. Из тог разлога се код њих не примењују парцијални коефицијенти, а имају већи степен вероватноће појаве од претходно наведених.

Ова два прорачуна се врше одвојено, имајући у виду да је предмет анализа код граничног стања носивости - механизам, а код употребљивости – деформација. Генерално и заједнички гледано, према EN 7-1 2.4.7.1 не треба дозволити:

- појаву губитака равнотеже конструкције или тла где су њихове чврстоће незначајне у обезбеђивању отпора (EQU)
- унутрашњи лом или превелике деформације конструкције или њених елемената где су чврстоће материјала конструкције важне у формирању отпора (STR)
- лом или превелике деформације тла где чврстоћа тла или стене значајно доприноси у отпору (GEO)
- губљење равнотеже конструкције или тла услед потиска (UPL)
- хидраулични лом, унутрашњу ерозију или суфозију изазвану хидрауличним градијентима (HYD),

а услед комбинације сталних и променљивих, инцидентних и сеизмичких дејства, као могуће различите прорачунске/пројектантске ситуације.

### 2.2.3. Опис прорачунских поступака

У првом издању ЕК 7 било је прописано да се провера граничних стања носивости у условима сталних и променљивих утицаја врши за два формата комбинације: један узима у обзир неспурност оптерећења са конструкције, док други третира неспурност смичуће отпорности тла. Поједне земље су прихватиле да се у прорачунима уради двојна провера, док се већина одлучила за један од наведена два формата. Постигнут консензус између грађевинских, тачније конструктивних, и геотехничких инжењера одшкринуо је врата за стварање три различита прорачунска поступка (Design Approach – DA1, DA2 и DA3 тј. прорачунски поступак – ПП1, ПП2 и ПП3). Један од њих је почео да разматра и отпоре тла, што је наликовало већини до тада коришћених прорачуна у земљама Западне Европе. Како је већ наведено, свака земља треба на основу, између осталог, досадашњег начина прорачуна и постојећег степена сигурности, да одлучи којој ће се групи приклонити. Тако би изабрала појединачне приступе за прорачун појединих геотехничких конструкција и одредила колико ће изисити коефицијенти са којима ће се факторирати дејства, материјалне карактеристике и отпорности.

Оно што, свакако, разочарава је одсуство конкретних инструкција у првом делу ЕК 7. Ово је, међутим, разумљиво с обзиром на јединственост геотехничког прорачуна и неопходности да се „произведу” смернице за димензионарање које ће испунити бројне захтеве и бити широко прихватљиве. Услед претходног, у њему су дате претежно опште формулације, ретке (не)једначине и стално инсистирање да се испуни, нпр., услов

$$E_d \leq R_d \quad (2-1)$$

$$\gamma_E E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} = E_d \leq R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R \quad (2-2)$$

где су  $E_d$  – прорачунска сила,  $F_{rep}$  – репрезентативна сила,  $X_k$  – карактеристичне вредности чврстоће материјала,  $a_d$  – прорачунска вредност геометријског параметра, а  $R_d$  – прорачунски отпор. У њима су са  $\gamma$  означени парцијални коефицијенти за  $E$  – ефекте,  $F$  – силе,  $M$  – материјале и  $R$  – отпоре. Одређени предлози су приложени у информативним додацима, док су појашњења образложена у тек неколико до сада објављених књига (Frank et al., 2004; Bond & Harris, 2008 и сл.). Ипак, интерес и потреба су довели до одржавања великог броја семинара и скупова посвећених ЕК 7 у оквиру којих је објављено мноштво радова. У њима су изложене и одређене недоумице, те су коришћени као основа и један од мотива да се ово истраживање започне. У контексту наведене неједначине треба потенцирати да она означава једну од новости овог ЕК. Она га и уздиже од досадашњих геотехничких прорачуна, јер уводи да се уместо напона, као основе за упоређење, користе силе. Занимљиво је да је овај услов, тј. да факторирана спољашна сила буде нижа од прорачунатог отпора, потекла управо из Данске. Иаведено захтева да пројектант јасно разликује дејства (силе)



и отпоре. Овим ЕК чиии радикалну промену у концепту јер је, уместо проналажења крајњег оптерећења који ће изазвати лом и редуковати га, овде неопходно да се дефинишу дејства и отпори у анализираној ситуацији и да се испуни горњи услов.

Примена ЕК 7 промениће уобичајену праксу и на овакав начин, с обзиром да већина инжењера у ЕУ до појаве еврокодова није примењивала методе граничног стања и ПК у геотехници. Али исто није претерано чињено ии у конструкцијама, јер се интерес за њих јавља крајем 60-их година након хаварије у Јоркширу, Велика Британија. Тада је започето одбацивање радног стања напона, да би се тек 1972. год. увели ПК у конструкторству (Puller, Lee, 1996). Тако ће се и допринети разјашњењу процеса пројектовања и раздвајању утицајних параметара.

На основу приказане једначине, у ЕК 7 су, као што је било речено, развијена и понуђена на избор три поступка. У прорачунском поступку 1 (ПП 1) потребно је испитати две комбинације парцијалних коефицијената:

$$A1 + M1 + R1 \quad (2-3)$$

$$A2 + M2 + R1 \quad (2-4)$$

где  $A_i$ ,  $M_i$  и  $R_i$  редоследно означавају скупове парцијалних коефицијената за акције (дејства), материјале и отпоре дате у нормативном Анексу А Еврокода 7. Њихове изворне вредности су дате у следећим табелама.

**Табела 1 Парцијални коефицијенти за дејства ( $\gamma_F$ ) или ефекте од дејства ( $\gamma_E$ )**

Дејство		Ознака	Скуп	
			A1	A2
Трајно	Неповољно	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Повољно		1,0	1,0
Повремено	Неповољно	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Повољно		0	0

**Табела 2 Парцијални коефицијенти за параметре тла ( $\gamma_M$ )**

Параметар тла	Ознака	Скуп	
		M1	M2
Ефективни угао отпорности на трење <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Ефективна кохезија	$\gamma_c$	1,0	1,25
Недренирана отпорост на смицање	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Једноаксијална притисна чврстоћа	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Јединична тежина	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

<sup>a</sup> Овај фактор се примењује на  $\tan \phi'$

**Табела 3 Парцијални коефицијенти за отиоре ( $\gamma_R$ )**

Отпор	Ознака	Скуп		
		R1	R2	R3
Слом у подтлу	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Клизање	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

Ово одговара раније и изворио наведеној проверп за оба формата комбннацнја дејства:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2-5)$$

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2-6)$$

Комбннацнја 1 (прорачунски поступак 1, комбннацнја 1: ПП 1 К 1) настојп да обезбедн спгурно днмензоннрање протнв неповољних одступања дејстава од њихових карактернстичних вредности. Зато се, у К 1, парцијални коефицијенти  $\gamma_A$  већп од 1,0 задају трајним и променљивним дејствима од конструкцнје и тла. Изиос ових коефицијената је исти са онима примењеним у анализи горње конструкцнје, а уједно су и у сагласности са оим прописаним у EN 1990: Основе прорачуна конструкцнја. Њихове препоручене вредности износе 1,35 за неповољна трајна дејства, 1,00 за трајна повољна (корпсна) дејства и 1,50 за променљива неповољна дејства (за корпсна променљива дејства овај коефицијент је 0,00). За разлику од њих, прорачуни за смичућу отпорност тла се врше са карактернстичним вредностима тј. ПК  $\gamma_\phi$ ,  $\gamma_c$  и  $\gamma_{cu}$  у износу од 1,0 се примењују код параметара смичуће отпорности (ПСО). Такође и ПК за отпорност тла  $\gamma_R$  има нсту вредност.

Комбннацнјом 2 (ПП 1 К 2) се обезбеђује безбедно пројектовање протнв неповољних одступања параметара чврстоће тла од њихових карактернстичних вредности и протнв несавршености у прорачунском моделу. Претпостављено је да трајна дејства одговарају њиховим очекиваним вредностима, а да променљива дејства само мало одступају од њихових карактерпстичних износа. Тако, парцијални коефицијенти у износу од 1,25 се задају карактерпстичним ПСО тла (трењу и кохезнјп; 1,40 недренираној кохезнјп), док у пносу од 1,30 карактерпстичним променљивним неповољним дејствима.

С обзиром да се у обе комбннацнје ПК задају на почетку рада, цео поступак се спроводп са прорачунским вредностима, а меродаван је онај који водн до већих днмензнја. Како би прорачун био сасвим у складу са ЕК 7, увек је неопходно направити анализе за обе комбннацнје ПК, што значи да се нста конструкцнја мора два пута рачунати, мада је неретко очпгледно која је од њих меродавна. Иако је јасна позадна „неопходности” двојног прорачуна, ово нстовремено представља велики недостатак, бар са практичне, ннжењерске тачке

гlediшта. То се нарочито односи на наш регион (Србија, Македонија, Црна Гора, Босна и Херцеговина и сл.) где апсолутно нема традицију примене, јер се увек реализује само један прорачун. Из овог разлога се исти неће детаљније узимати као потенцијалан ПП за даље разматрање у овом истраживању.

За разлику од ПП 1, у преосталим прорачунским поступцима тј. 2 и 3, довољно је урадити само један прорачун. Поштујући локалне прорачунске обичаје и навике, међу њима треба тражити поступке који ће бити препоручени у НА за примену приликом димензионирања сагласно ЕК.

У поступку 2 (ПП 2) се примењују следећи комплети

$$A1 + M1 + R2 \quad (2-7)$$

па се ПК задају и спољашњим силама или ефектима од њих ( $\gamma_A$ ,  $\gamma_E$ ) и отпору тла:

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (2-8)$$

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (2-9)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (2-10)$$

Наиме, у ПП 2, ПК везани за геотехничка дејства и њихове ефекте су исти са онима који се наносе дејствима на конструкције или са конструкције у ПП 1 К 1 и износе 1,35, 1,00 и 1,50 одговарајуће за трајна неповољна, трајна повољна и променљива неповољна оптерећења. Карактеристичне вредности параметара смичуће чврстоће тла су уједно и прорачунске, док се отпорност тла у вертикалном и хоризонталном правцу смањује за 40, односно 10 процената. Овде постоје два начина спровођења прорачуна. У поступку који се и изворно означава са 2, ПК се наносе карактеристичним дејствима већ на почетку прорачуна, због чега се и анализа врши са прорачунским вредностима. Ово, међутим, води у одређену нелогичност код носивости: карактеристична вредност носивости се прорачунава са прорачунским вредностима дејстава, да би се затим делила ПК за отпор како би се добила њена прорачунска вредност (Vogt et al., 2008). Наведени недостатак је био полазна тачка да Немачка, коју је важно навести у овом истраживању, с обзиром да су одређене наше инжењерске навике, па и термини, произашли одатле, формира и предложи ПП 2\*. Ту се цео прорачун проводи са карактеристичним вредностима јер се ПК прикључују у завршници анализе када се проверава ултимативно гранично стање. Захваљујући оваквом концепту, током прорачуна са приступом 2\* добијају се, нпр., карактеристичне унутрашње силе и нападни моменти који се могу искористити и у провери употребљивости. Њиме инжењер лако прати рачун и цифре, бар њихов ред величине, које су сродне са онима са горње конструкције, па тако има пуно контролу над њима. Овај поступак уједно одговара и једном делу наших досадашњих пројектантских навика с обзиром да наношењем ПК на самом крају

прорачуна веома наликује концепту глобалног фактора. Исти се и актуелно користи приликом димензионирања потпорних конструкција, а глобални фактор сигурности је присутан и код анализе стабилности косина.

Поступак 3 (ПП 3) је сличан ПП 1 К 1 и ПП 1 К 2,

$$A1 \text{ или } A2 + M2 + R3 \quad (2-11)$$

пошто се парцијални коефицијенти наносе силама или ефектима и, као у комбинацији 2, смичућој отпорности тла, па је потребан само један рачун. Међутим, присутне су две врсте ПК за силе, зависно од тога да ли потичу од конструкције или су по природи геотехничке. ПК примењени на дејства на или са конструкција у ПП 2 су исти са онима који се примењују у ПП 3 код кога се ПК примењују и на ПСО тла у износу од 1.25 за трење и кохезију тј. 1.40 за недренирану кохезију, чиме се раздвајају дејства са конструкције од дејства са тла. Једино се приликом анализа стабилности косина и опште стабилности, сагласно 2.4.7.3.4.4(1П), примедба 2, дејства на тло (као што су дејства од конструкције или саобраћајно оптерећење) разматрају као геотехничка. Овде се користе коефицијенти у износу од 1.0 (што обухвата и немењање тежине тла), осим за привремена неповољна оптерећења када се наноси 1.30. Притом, ПК се укључују већ на почетку прорачуна због чега се цео прорачун у поступку 3 проводи са прорачунским вредностима за дејства и смичућу отпорност:

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (2-12)$$

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (2-13)$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (2-14)$$

Овај поступак посредно уједињује обе комбинације ПП 1. Занимљиво је да је исти готово идентичан прорачуну који се према важећем „Правилнику о техничким нормативима за темељење грађевина” проводи за опредељивање носивости тла.

У задњим реченицама претходна три пасуса указани су потенцијали примене одређених ПП за прорачун неколико важних геотехничких конструкција. И поред тога, тежиће се ка предлагању само једног поступка, без алтернативе, за сваку појединачну конструкцију како би се избегао извор конфузије пројектанта приликом, у супротном, евентуално понуђеног избора од два или три ПП (Scarpelli, 2011). Ипак, да би се исти могли усвојити потребно је урадити детаљна теоријска упоређења која ће бити приказана и коментарисана у следећим деловима овог истраживања.

### 2.3. Еврокодови код нас

Нако је Еврокод 7 већ постао обавезан у земљама ЕУ, у нашем региону, по дефиницији оријентисаном ка њиховом прихватању и примени, донедавно готово да није било значајнијих активности по питању одређивања и усвајања парцијалних коефицијената, као и поступка прорачуна. Зато се, на жалост, још увек користе застареле методе, које су у развијеним земљама већ превазиђене и одбачене: радно стање напона и глобални фактори сигурности. Отварање тржишта и присуство на страним, одавно захтева прихватање еврокодова и изразу додатка у облику НА, а овај рад представља управо прилог ка томе. У супротном, поред осталог, неретко долази и до застоја у пословима и успоравања међународне сарадње. Највише могућности, а практично гледано и највећи значај, имају ови делови који се односе на прорачун носивости тла, анализу стабилности косина, као и на пројектовање потпорних конструкција. Они ће бити предмет истраживања у овој докторској дисертацији.

Наиме, актуелни прорачун потпорних конструкција се принципијелно у великој мери разликује од савремених метода, а сличан је и са анализом стабилности косина. Од важећих препорука у „Правилнику о техничким нормативима за темељење грађевина“, концептуално најближа европским стандардима је она о прорачуну носивости тла, али ниста, између осталог, одступа по питању третираних утицаја. Зато је неопходно да се наведене групе геотехничких проблема, у пракси иначе редовно присутне, теоријски и нумерички упоредно анализирају са постојећим и са предложеним методама. Током њих захтеваће се да се установи и одреди који је поступак најближи досадашњем „стилу“ прорачуна, те добити приближно исте димензије конструкција или нагиб косина, а да им при том буде обезбеђена стабилност и сигурност, као што је било и до сада. Наведено је оправдано из разлога што је досадашња пракса показала успешност примењених „застарелих“ поступака и доказала их вишедеценијском стабилношћу и употребљивошћу објеката. Услов „компатибилности“ „старог“ и новог метода прорачуна омогућиће да се одабере одговарајући ПП, а једнакост њима пројектованих конструкција даће предлог о износу ПК. Тиме би се паралелно стварали услови и да се Еврокод 7 приближи инжењерима који ће у будуће бити обавезани да геотехничке конструкције димензионалну искључиво према граничним стањима.

Имајући у виду бројне новости које еврокодovi, генерално, а посебно ЕК 7 доносе, јасно је да ће се инжењерима поставити нови захтеви. Међу њима је и посебна пажљивост приликом разматрања проблема, јер је неопходно да се одабере најнеповољнији случај за анализу. Ово подразумева да се разликују повољна и неповољна дејства за (не)стабилност, како би се нанели одговарајући ПК, што уједно значи и да се повољне привремене акције искључе из прорачуна.

Уједно, предложени приступ биће прихватљив и са аспекта накнадног прорачуна постојећих конструкција приликом било какве интервенције на њима,

попут њихове до/надградње, санацнје или реконструкцнје. Констатацнја се дугује томе што ће се по оба приступа, тј. и по којнма је објекат некада пројектован, димензиониран и изграђен, и по којнма се на објекту у данашњостн врше грађевннске актнвностн, добити нсте димеизије геотехннчких конструкцнја. Тнме ће се придонетн и избегавању, у супротном, сасвнм извесне днсперзнје резултата и конфузије корисннка, па тако онемогућитн и елнмнннсатн евентуално неповерење према Еврокоду 7.

## 2.4. Полазне хипотезе и применена методологија

Увидом у прописе из заједничке прошлостн земаља произашлих из СФРЈ, може се констатовати да је још 1931. године видљиво присуство геотехннке у тадашњим грађевннским законима. Исти су били поштовани и надграђнвани у деценијама које су следиле, да би 1990. год. била објављена, још увек важећа, побољшана верзија „Правилннка о техничким норматнвнма за темељење грађевнна” (у даљем тексту: „Правилннк”) из 1974. Интересантно је да су тнме у СФРЈ паралелно били присутни и концепт о дозвољеннм, али и онај о граничним стањима. Исти је већ тада наговестио будуће напуштање концепта глобалног фактора јер је СФРЈ, међу првима у свету, следећи пример Данске, увела парцнјалне коефнцнјенте у геотехннцн. Иаиме, глобалнн фактор је присутан код анализе стабилностн косина и потпорних зидова, док је у „Правилнику” приказана обавезујућа једначина за прорачун иосивости применом ПК. Ипак, и у једном и у другом случају, сигурност објеката/конструкцнје није била угрожена. Ово је омогућило да се у даље приказаном истражнвању, као једна од хипотеза, усвоји и задржи постојећи степен сигурностн. Иа тај начин је основано указано поверење постојећим методама димензионирања да буду меродавне, јер ниједан показатељ није указао на потребу да се исте мењају. Практично, то би значило да димензије конструкцнја или њихових елемената прорачунатих применом будућег ИА ЕК 7-1 треба да буду у оквиру оиих које су се добијале према „Правнлнику” или неким другим важећим стандардима, јер исте су већ нзведене, а као такве, стабилне и сигурне, и коришћене више деценија. Имајући у виду шареноликост и различнтост тла, овакав приступ одређнвању одговарајућег ПП и ПК путем истражнвања преко компаратнвних студија је приоритетнн који Европска комисија препоручује и фаворизује за геотехннку (Schuppenner, 2008).

У раду и анализама биће коришћене и следеће хипотезе:

- код стабилностн потпорних зидова и косина, као и прорачуна иосивости тла, примењује се метод граннчне равнотеже
- појединн елементи геотехннчких конструкцнја се у прорачуннма третирају као крути или деформабилнн
- расподела земљаног притиска на поједине делове геотехннчких конструкцнја може бити усвојена као линеарна или нелинеарна

- у појединим случајевима, производ парцијалних коефицијената сигурности једнак је глобалном фактору сигурности.

Остали принципи на којима ће се базирати избор одговарајућег ПП и ПК су:

- сличност поступака за димензионарање и тако остваривање континуитета у прорачунским навикама за димензионарање геотехничких конструкција
- избор поступка који неће захтевати интервенције корисника у пролазним или средњим деловима прорачуна (Smith & Gilbert, 2011a)
- репродукција постојећег пројектовања, степена сигурности, трајности, економичности и одрживости
- нови прорачуни треба да гарантују довољан степен сигурности
- покривање и применљивост за све пројектантске ситуације и различите објекте чиме се тежи ка униформности прорачуна и омогућавању синмултаног решавања проблема
- компатибилност са димензионарањем горње конструкције што води ка сличности прорачуна, а и пружа могућност да се цела конструкција третира у уједињеном међусобном садејству (интеракцији): горња конструкција – темељна конструкција - тло
- уношење парцијалних коефицијената само на места где се јавља несигурност и на параметре који су мерљиви
- тежња ка усвајању препоручених ПК за материјал и отпоре
- усвајање препоручених ПК за акције (Suljić, 2010)
- постизање истих резултата тј. димензија према досадашњим и према будућим поступцима
- нове конструкције не би требало да коштају више од оних које су до сада успешно пројектоване, извођене и коришћене
- могућност моделирања и некомплицоване примене савремених нумеричких метода, попут методе коначних елемената
- елиминација потребе од примене прорачуна поузданости с обзиром да се базира на практично доказан степен сигурности.

Према врсти проблематике која ће бити третирана у раду, методе истраживања биће аналитичке са упоређењем теоријских основа у прорачуну геотехничких конструкција, рачунске савремене нумеричке методе и испитивања на постојећим конструкцијама.

Прорачун геотехничких конструкција у интеракцији са тлом захтева компјутерске програме базиране на методама граничне равнотеже и коначних елемената, а користиће се и они програмни који већ имају уграђену опцију за примену Еврокода 7. У њима ће се, на разматраним конструкцијама, варирати улазни параметри (геометрија геотехничке конструкције, типична својства тла, типична дејства, као и парцијални фактори сигурности) у реалном опсегу, а тако добијени резултати ће бити упоређивани. Притом, рачунски део ће обухватити и већ изведене конструкције. За верификацију користиће се и реперни резултати објављени у литератури, а изведени закључци и спроведене компаративне анализе биће упоређени са искуствима земаља које су већ прихватиле Еврокод 7.

Иведена описана и примењена методологија се може искористити и при усвајању ПК и ПП за било које друге геотехничке конструкције различитих од даље третирана три базична геотехничка проблема.

У супротном, тј. непоштовањем наведених принципа, довело би се до усвајања неодговарајућег прорачунског поступка и парцијалних коефицијената. То би, као крајњи, али можда најважнији резултат, проузроковало велику дисперзију између димензија, угрозило стабилност и сигурност објеката, а није искључено – и њихову реализацију. Сасвим је извесно и да би сигурно створило и конфузију како код пројектаната, тако и код извођача, нарочито ако се на одређеној постојећој конструкцији, пројектованој према досадашњим стандардима, врши интервенција применом еврокодова. Такође треба имати у виду да различити ПП са одговарајућим ПК не доводе увек до истог или сличног степена сигурности, као и димензија, које су раније биле обезбеђене концептом глобалног фактора (Schreiner & Meiring, 2001; Vogt et al., 2006). Тако, уколико се одређене конструкције реализују према појединим конзервативним прорачунима, постоји извесност да би исте биле несигурне. Али ако су и оне сигурне, онда су све остале конструкције изузетно предимензиониране и тиме некономичне (Simpson, 2005). Из тог разлога се захтева посебна пажња приликом избора ПП и одређивања ПК.

Приликом избора прорачунског поступка треба узети у обзир и да исти буде лако применљив и употребљив у програмима заснованим на методи коначних елемената. Они су, познато је, након готово рутинске заступљености у грађевинарству, нашли место и у геотехници. Притом, ПП 1 К 2 и ПП 3, као поступци у којима се врши редукација материјалних карактеристика, су веома захвални за примену у МКЕ у готово свим геотехничким случајевима. Још више, нарочито су погодни за анализу проблема који укључују гранично стање носивости у тлу. Тада се анализе могу вршити са прорачунским вредностима већ од почетка анализе, или се могу применити карактеристичне вредности које би се на крају редуковале до степена постизања лома. Са аспекта нелинеарних модела, пожељно и препоручљиво је да се прорачуни у МКЕ проведу са карактеристичним вредностима које би се редуковале на крају прорачуна. За разлику од њих, ПП 1 К 1 и ПП 2 су поступци у којима се повећавају оптерећења



и врши интервенција на отпору. Затим се упоређују факторирана оптерећења и отпори у различитим фазама анализе, што је компликовано са стране пројектанта. Из тог разлога је њихова примена ограничена и могу се користити само код проблема код којих се гранично стање постиже повећањем спољашњег оптерећења и када ниједно дејство није изазвано тлом. Иаведено је од интереса само онима који се детаљније баве анализом међусобног утицаја конструкције и тла (Bauduin, 2005). Из описаних разлога, са аспекта рутинске а некомплицоване анализе, за кориснике има предност примена поступака у којима се врши редуција материјалних карактеристика. Они су пожељнији нарочито када историја оптерећења игра важну улогу, а што је код тла готово редован случај и биће посебно разматрани у овом истраживању.

### 3. КОМПАРАТИВНА СТУДИЈА ЗА ОДРЕЂИВАЊЕ ПРОРАЧУНСКОГ ПОСТУПКА И ПАРЦИЈАЛНИХ КОЕФИЦИЈЕНТА ЗА ПЛИТКЕ ТЕМЕЉЕ

#### 3.1. Избор одговарајућег поступка

##### 3.1.1. Основе прорачуна носивости

Најављена једначина за прорачун носивости према „Правилнику“ заснива се на једној од једначина предложених од Бринча Хансена и има следећи облик:

$$\sigma_{doz} = \frac{Q}{A'} = \frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + (c_m + q \tan \phi_m) N_c s_c d_c i_c + q \quad (3-1)$$

где су

$Q$  – укупно вертикално допуштено оптерећење темеља (збир сталних и корисних оптерећења), при чему се силе оптерећења множе са одговарајућим факторима сигурности ( $1,6 * P_g + 1,8 * P_q$ )

$A'$  – корисна површина темеља тј. део који је центрично оптерећен;

$$A' = B' \cdot L'$$

$B, L$  – ширина и дужина укупне површине темеља  $A$

$B', L'$  – ефективна ширина и дужина корисне површине темеља  $A'$

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

$e_B, e_L$  – ексцентриситетни најдање тачке силе дуж страна темеља

$\gamma'$  – ефективна запремина тла испод нивоа темељног дна

$q$  – најмање ефективно оптерећење у нивоу темељног дна изнад темеља

$$q = \gamma D_f'$$

$\phi_m$  – дозвољени мобилисани угао смичуће чврстоће

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F_{\phi}}$$

у којој су  $\phi$  угао смичуће чврстоће, а  $F_{\phi}$  одговарајући фактор сигурности

$N_{\gamma}, N_c$  – фактори носивости који зависе од  $\phi_m$

$c_m$  – дозвољена мобилисана кохезија

$$c_m = \frac{c}{F_c}$$

у којој је  $c$  кохезија, а  $F_c$  одговарајући фактор сигурности

$s_\gamma, s_c$  – факторн облица

$$s_\gamma = 1 - 0.40 \frac{B'}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.20 \frac{B'}{L}$$

$d_c$  – фактор дубине који се за плитке темеље  $D < B$  прорачунава као

$$d_c = 1 + 0.35 \frac{D}{B'}$$

$i_\gamma, i_c$  – факторн закошености силе који зависе од  $\phi_m$  и односа

$$\frac{H}{A' c_m + V \tan \phi_m}$$

у ком су  $H$  и  $V$  хоризонтална и вертикална компонента резултантне факториране силе која делује на темељно дно. Као што се може приметити, већ у прорачуну ових фактора се, исто као и код прорачуна граничног напона, користе прорачунске, односно факториране силе!

Описана једначина Бринча Хансена, иначе, представља проширени израз предлога Терцагија и Скемптона. Наиме, након интензивног рада у току 50-их година 20-ог века, он је објавио три једначине:

$$R / A' = 0,5 \gamma' B' N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma + c' N_c d_c s_c i_c + q' N_q d_q s_q i_q \quad \text{општа} \quad (3-2)$$

$$R / A' = 0,5 \gamma' B' N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma + (q' + c \cot \phi) N_q s_q d_q i_q - c \cot \phi \quad \text{у условима } c=0 \text{ kPa} \quad (3-3)$$

$$R / A' = 0,5 \gamma' B' N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma + (c + q' \tan \phi) N_c s_c d_c i_c + q' \quad \text{у условима } \phi=0 \quad (3-4)$$

а ону прву (3-2) је проширио уврстивши још неколико општих фактора и 1968. год. објавио као:

$$R / A' = 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + c' N_c b_c s_c i_c d_c g_c + q' N_q b_q s_q i_q d_q g_q \quad (3-5)$$

Од свих ових једначина, оне опште (3-2 и 3-5) се и данас именују као Бринч Хансенове, док су друге две једноставније и имају успеха у ограниченим

условима тла: једна у тлу без кохезије (3-3), а друга у тлу без трења (3-4). За њу сâм аутор наводи да више одговара глинн у недреннраннм условнма и у истом раду, ипак, ову препоручује као одговарајућу за сва тла (Hansen, 1970). Иста је, само неколико година касније, и прихваћена од стране стандардизационог тела у СФРЈ и објављена у једном од бројева „Службеног гласника” из 1974. год.

Метод приказан у „Правилнику” представља мало поједностављен облик Хансенових једначина. Оне су се више деценија примењивале у Данској, чије геотехничко друштво одавно има водећу улогу у Европи управо у пољу носивости. Наиме, Бринч Хансен је промовисао ПК сигурности у геотехници, а наша тадашња држава је убрзо након Данске увела и нови начин прорачуна носивости. Овај поступак нису следиле и остале земље, нарочито оне из Западне Европе. Али, зато јесу поједине из источног дела Европе, попут Чехословачке која и данас (Чешка) има значајан прилог у унапређењу елемената ПП и ПК, и Јужне Америке. Управо ова специфичност пружа нам могућност да се лакше прилагодимо еврокодним, али и да извршимо корекције уневши предности које нам се нуде. Наиме, „Правилник” не разликује дрениране и недрениране услове, дискриминише ПСО, не третира темеље са закошеном осивом, као и тло са закошеном површином. Такође, допуштено оптерећење не зависи од правца хоризонталне компоненте, с обзиром да је једначина изведена за случај тракастог темеља на који делује хоризонтална сила нормално на његову подужну осу, што је можда требало исправити „Правилником” из 1990. Бринч Хансен је, ипак, већину наведених коефицијената уврстио у општи облик његове једначине (3-5). Зато је иста оправдано послужила као полазна за формирање обрасца објављеног и препорученог у Анексу Д Еврокода 7 готово четрдесет година касније. Њиме су уочена ограничења у међувремену превазиђена, па је понуђена једначина која, за најчешће случајеве у пракси, има следећи облик:

$$R / A' = 0,5 \gamma' B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q \quad (3-6)$$

у којој су присутни бездимензионални коефицијенти за:

носивост

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

наклон темељне површине

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

форму темеља

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi' \quad \text{за правоугаонн облик}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{за квадратнн или кружнн облик}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \quad \text{за правоугаонн облик}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{за квадратнн или кружнн облик}$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{за правоугаонн, квадратнн или кружнн облик}$$

наклон оптерећења, при деловању хоризонталне силе  $H$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \phi'} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \phi'} \right]^{m+1}$$

где је:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad \text{када } H \text{ делује у правцу стране } B'$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \text{када } H \text{ делује дуж стране } L'$$

У случају када хоризонтална компонента оптерећења делује под углом  $\theta$  у правцу стране  $L'$ , тада се  $m$  може израчунати према изразу:

$$m = m_0 = m_L \cos^2 \Theta + m_B \sin^2 \Theta$$

И у сугерисаној једначини и у члановима примењују се редуковани ПСО

$$\tan \phi' = \frac{\tan \phi}{\gamma_{\phi}}$$

$$c' = \frac{c}{\gamma_c}$$

као и факториране силе

$$R = \gamma_P \cdot P$$

### 3.1.2. Упоредње поступака

Како би се одабрао одговарајући прорачунски поступак који би представљао наставак традиције и обичаја пројектовања стекнутих током вишедеценијске примене „Правилника”, биће неопходно извршити пажљиву упоредну анализу вршења прорачуна према понуђеним поступцима и постојећег начина. Конкретније, ови потенцијални: 2, 2\* и 3.

Као што је познато, приликом прорачуна носивости према „Правилнику”, примењују се факториране силе и редуковани параметри смичуће чврстоће, док се отпор нигде не помње. Тачније, вредност која се добије за носивост је уједно и крајња јер се у њој не врше никакве додатне интервенције или редукције. Ова констатација нас наводи на елиминацију приступа 2, а тиме и његове варијанте 2\*, јер су исти, за разлику од већине земаља Западне Европе које су прорачунавале дозвољену носивост према глобалном фактору сигурности (на пр., према Терцагијевом обрасцу), неадекватни за наше подручје. Подсетимо, код њих се редукује нормални отпор тла, а не и ПСО. Тиме преостаје да се размисли приступ 3 и његове карактеристике, за који је познато то да се његовом применом оба ПСО тла редукују. Наведено је важно из разлога што се редукују параметри који су могући извори несигурности, као и због непропорционалности угла трења са носивошћу и земљаним притисцима који су веома осетљиви на промене угла. На такав начин се добија прорачунска реактивна сила испод темеља  $R_d$ , док се сви спољашњи утицаји – и трајни и повремени – повећавају због добијања прорачунског оптерећења  $E_d (V_d)$ . Такође и са аспекта места факторирања, може се констатовати сличност анализе према „Правилнику” и поступку 3, јер се то чини већ на почетку анализе, па се цела врши са прорачунским вредностима. Овакав поступак: повећање сила, а смањење чврстоће тла је, заправо, исто што се врши и према „Правилнику”, што води ка недвосмисленом закључку да су приступ описан у „Правилнику” и ПП 3 - идентични. На ово је донекле указао и проф. Анагности (Anagnosti, 2002). Још више у прилог иду и сагледавања да је општа Бринч Хансенова једначина за прорачун носивости послужила као основа за израз у ЕК 7, те да се наши инжењери готово 25 година користе актуелним „Правилником”, а и 15-ак година

пре тога са описаном варијацијом једначине јер је наста била присутна и у „Правилнику” из 1974. год. Узимајући све то у обзир, као и препоруку еврокода о поштовању „локалних прорачунских обичаја”, препоручује се да се за прорачун осивости темеља примењује ПП 3. Увидом у до сада објављене националне анексе, може се наћи да су и Данска и остале државе (скандинавске, Холандија, Швајцарска, Хрватска итд.) које су користиле Хансенове једначине прихватиле исти, што даје још једну потврду о правилној селекцији и исправном приступу. Ипак, да би се евентуалне дилеме отклониле, неопходно је избор и нумерички поткрепити. Овим прорачунима треба доказати да ће се досадашњи степен сигурности задржати предложеним ПП и ПК, а одређивање степена сигурности објеката, конструкција или њихових делова било је и остаје стриктно у домену државе. У циљу подршке досадашњем степену сигурности треба потенцирати да се његовим поштовањем и применом до сада у региону нису десила рушења или оштећења, те да се исти са успехом примењује више деценија! Управо ово вредно вишегодишње геотехничко искуство треба сачувати и искористити га за будућност. За доле приказану анализу то практично значи да прорачунима према „Правилнику” и будућем Националном анексу ЕК 7-1 треба добити приближно исте димензије темеља.

## **3.2. Одређивање вредности парцијалних коефицијената**

### **3.2.1. Парцијални коефицијенти за дејства**

Као што је већ наведено, у ПП 3 врши се повећање дејства и смањење ПСО. Питање износа је остављено на избор државама, мада су у нормативном Анексу А ЕК 7 дати одређени предлози. Вредност ПК за дејства је, у највећем броју случајева, остала неизмењена приликом усвајања код различитих држава: само су поједине усвојиле нешто ниже вредности. С обзиром да се главне полемике воде око оних којима се редукују ПСО, у овом истраживању се као „познате” улазне величине усвајају ПК за спле, те као такви преузимају од предложених у Анексу А. Оне су у износу од 1,35 за трајна оптерећења и 1,50 за повремена, и у сагласности су са онима у ЕК 1. Али, њихов износ се приближно разликује од оних у „Правилнику”. Наиме, у њему стоји да се стална и повремена оптерећења множе са факторима сигурности из одговарајућих прописа који, нпр., за статичке услове износе 1,60 и 1,80. Један курпозитет је да се у првобитном данском обрасцу не множе стална, већ само променљива оптерећења која се увећавају за 50 %.

Претходно споменуто упоређење броја и износа ПК наводи на закључак да је наш „Правилник” приближно строг приликом димензионирања темеља јер има и више и веће ПК за дејства (а и веће ПК за материјал). Слично се уочава и приликом упоређења са другим досадашњим геотехничким стандардима у Европи, што се може установити и преко димензија темеља прорачунатих путем различитих метода за исте почетне материјалне и конструктивне услове (прилог 2). С обзиром да су, донекле, ПК за дејства у надлежности и других ЕК

(Anagnosti, 2001), потреба да ЕК 7 буде конзистентан са њима, даје још један аргумент у смеру усвајања тамо препоручених ПК за дејства. Тиме се уједно утиче и на смањење разлика између усвојених НОП у различитим земљама.

### *3.2.2. Парцијални коефицијенти за материјал*

Још један елемент који разликује „Правилник” од ЕК 7-1 је и износ ПК за материјал. Наиме, у „Правилнику” је за материјалне ПК предложено да се крећу у днапазону 1,20-1,80 за тангенс угла трења, а просечно 1,50, односно од 2,00 до 3,00 за кохезију тј. просечно 2,50. Овај увид указује да ПК не само што се разликују од предложених у ЕК 7-1, већ и да немају међусобно исте вредности, да се усвајају у одређеном размаку, а и у њему немају заједнички домен. Ануларна различитост и испуњеност тежњу ка униформности вредности представља посебан изазов за приказано истраживање. Са донекле сличном ситуацијом су се израђивачи ЕК 7-1 у Европи већ суочили. Својевремено је већи фактор за кохезију правдан манифестацијом њеног већег варирања, а које промене драстично утичу на димензионарање. Сагласно члановима једначина за прорачун носивости, јасно је да њено присуство „активира” једну групу где је присутно неколико множилаца, што утиче на промене димензија темеља. Са друге стране, при малом ПК за трење песка (1,20), тј. у одсуству кохезије, постиже се глобални фактор у износу од 2,0. Данска је, иначе, изворно усвојила ПК у износу 1,25 и 1,75 за трење и кохезију. Слични износи су из истих разлога били присутни и почетком 90-их година у ENV-има када су у тада именованим прорачунским поступцима А, В и С били коришћени ПК у износу од 1,25 и 1,6. Касније је днакривина превазиђена објашњењем да се оба ПСО добијају из истог огледа, па их зато треба једнако редукovati, док главни опрез треба усмерити ка избору њихових карактеристичних вредности (Bond, лична комуникација). Зато је у обавезном Анексу А ЕК 7-1 предложено да они износе 1,25, али је такође и остављена могућност да се евентуално коригују у НА сагласно постојећем степену сигурности у државама. Решавање одступања једноставном и неаргументованом одлуком код нас не може уродити плодом, већ ће бити потребно урадити прорачуне и доказати успешну применљивост њихових усвојених износа. Управо њихова вредност је одређивана даље, преко упоређења великог броја случајева оптерећења у различитим геомеханичким условима.

Ако се разматрају једначине за прорачун носивости према „Правилнику” и Анексу Д ЕК 7-1 у светлу примене ПП 3, могуће је успоставити и корелацију између њих. Наведено је остварљиво управо захваљујући услову који је изузетно важан за грађевинарство и промоцију ЕК 7, а који се тежи примарно испуњити у овом истраживању: да површина темеља прорачуната по обема методама буде једнака. Дакле,



$$\frac{R_{\Pi 90}}{A'} = \frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + (c_m + q \tan \phi_m) N_c s_c d_c i_c + q \quad \rightarrow$$

$$A' = \frac{R_{\Pi 90}}{\frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + (c_m + q \tan \phi_m) N_c s_c d_c i_c + q} \quad (3-7)$$

$$\frac{R_{EC7}}{A'} = \frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q \quad \rightarrow$$

$$A' = \frac{R_{EC7}}{\frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q} \quad (3-8)$$

где су  $R_{\Pi 90}$  и  $R_{EC7}$  прорачунске силе добијене према „Правилннку” из 1990. год. и Еврокоду 7. Из услова једнаких површина  $A'$ , а када је присутна само једна вертикална стална сила центричног деловања, може се успоставити пропорција

$$\frac{1,6 \cdot P_q}{\frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + (c_m + q \tan \phi_m) N_c s_c d_c i_c + q} = \frac{1,35 \cdot P_q}{\frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q} \quad (3-9)$$

$$1,6 \cdot \left[ \frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q \right] = 1,35 \cdot \left[ \frac{\gamma'}{2} B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + (c_m + q \tan \phi_m) N_c s_c d_c i_c + q \right] \quad (3-10)$$

Због комплексности проблематике плитког фундаирања и прорачуна његове носивости, са овако дефинисаном релацијом урађена је параметарска анализа за једноставан случај квадратног темеља са хоризонталним површинама терена и основе који прима описану силу. Притом се ПСО у прорачуну по „Правилннку” редукују са минимално препорученим 1,2 и 2,0. Сила се у ЕК 7 третира као конструктивна и неповољна па се као таква множи са 1,35. Ово је генерално примењено и у студији, а оправдано је из следећих разлога:

- третирање вертикалне силе као неповољне најчешће је критични и меродавни случај оптерећења у ПП 1 и ПП 3
- уколико се сила у ЕК7 третира као повољна, онда је треба множити са 1,00, али су пробни прорачуни показали да ће овакав поступак у потрази за одговарајућим ПК за ПСО изискивати и њихове веће вредности. То је и очекивано јер се сталне силе у „Правилннку”, без обзира на утицај (повољан-неповољан), множе са 1,60, па је тако разлика између улазних параметара која се треба савладати ПК за ПСО – већа
- даље анализирани ексцентрицитет и хоризонталне силе су релативно мали у односу на ширину темеља и интензитет вертикалне силе, што је и најчешћи случај у високоградњи, па је вертикална сила та која диктира његово димензионарање (Orr, 2008).

Из услова испуњења иаведее једначиие параметарском анализом добијеии су ПК при различитим дубииама фундпрања којп су приказаии у доњој табели.

**Табела 4 Параметарска анализа за идеализован случај оптерећења**

Df	$\varphi$	c=0	c=10	c=20	c=30	
[dB]	[deg]	$\gamma_\varphi$	$\gamma_c$	$\gamma_c$	$\gamma_c$	$\gamma_{c, \text{средње}}$
0	15	1,415	2,322	2,322	2,322	2,322
	25	1,374	2,345	2,345	2,345	2,345
	35	1,340	2,404	2,404	2,404	2,404
	$\gamma_{\text{средње}}$	1,376	2,357	2,357	2,357	2,357
B/2	15	1,327	2,085	2,085	2,085	2,085
	25	1,326	2,087	2,087	2,087	2,087
	35	1,318	2,116	2,116	2,116	2,116
	$\gamma_{\text{средње}}$	1,324	2,096	2,096	2,096	2,096
B	15	1,237	1,887	1,887	1,887	1,887
	25	1,253	1,958	1,958	1,958	1,958
	35	1,266	1,998	1,998	1,998	1,998
	$\gamma_{\text{средње}}$	1,252	1,948	1,948	1,948	1,948

Из увида у њу, иако је обрађен иајједиоставији могућп случај, којп је идеализован и готово у домену теорпје, може се коистатовати да он, ипак, даје одређеие смерице за даљи рад и резултате којп се могу очекивати. Наиме, стиче се утисак да је ПК за кохезију изузетио висок и драстично одступа од предложее вредности у иормативиом Аиексу А Еврокода 7-1. Споменуто треба допунити и подсетииком да је аиализа вршеиа са миималио дозвољеиим ПК у „Правилиику”, док се у пракси претежио користе њихове средње вредности. Такође, уочљиво је да се егзактна вредност ПК за трење ие може добити, за шта разлог треба тражити у коитинуираиом прпсуству угла трења у различитим деловима једначиие и њеиих члаиова: у тригоиометријским функцијама и експоиеицијалиом делу те иелииеариошћу њихових корелација. Дисперзија резултата је уочеиа и у иеким раиијим анализама реализованим у Р. Македоиијп (Димитрпевски и сар., 1998; Рарић, 2007). Комплексиост добпја још више иа тежиии када се подсети да иосивост зависи и од одиоса страиа темеља, дубиие фундпрања, положаја спле, њеие закошеиости итд. Зато, како би се испитали општи случајеви, у истраживање треба постепео уводити иаведее утицаје.

Сви даље приказаии прорачуни за иосивост су проведени у програму које је аутор самосталио прппремио у EXCEL-у. Исти је верификован са постојећим објављеиим резултатима у светској литератури, попут Frank et al., 2004; Orr,

2005; Vitanov, 2008; Bond, 2008 (ирилог 1). Из њих се могу издвојити иримери према којима су контролисани досадашња иримера и иаиредак прорачуна ирема ЕК 7 у земљама ЕУ које су га иривхватиле, а који су садржани у зборницима са радиоицца у Даблину 2005, Струги 2008, Павији 2010. и сл. Оии служе свим истраживачима света који се баве ЕК 7 и увођењем иових или унапређењем иостојећих прорачуна геотехиичких коиструкција. У ирограму се иосивост може прорачунати према свим предложеним иоступцима у ЕК 7-1 (ПП 1 К 1 и К 2, ПП 2, ПП 2\*, ПП 3), као и ирема „Правилиику”, где се, осим геометријских и геомехаиичких карактеристика, задају и парцијалии коефицијенти.

**Табела 5 Карактеристичан иример верификације ауторског ирограма у EXCEL-у са иримером објављеним у светској литератури**

$\gamma_k =$	12,19	kN/m <sup>3</sup>	$D_f =$	0,8	m
$\phi_k =$	35	deg	$c_k =$	0	kPa
$\delta/\phi =$	0,66667		$\alpha =$	0	deg
$\gamma_b =$	14,19	kN/m <sup>3</sup>			
$V_{Gk} =$	900	kN	$V_{Qk} =$	600	kN
$H_{Gk} =$	0	kN	$H_{Qk} =$	0	kN
$M_{Gk}^B =$	0	kNm	$M_{Qk}^B =$	0	kNm
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35
$\gamma_Q$	1,5	1,30	1,50	1,50	1,50
$\gamma_\phi =$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_c =$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1
B	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
L	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
$e_B =$	0	0	0	0	0
$e_L =$	0	0	0	0	0
B'	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
L'	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
A'	2,6244	4,3264	3,4969	3,4969	5,2441
$G_T =$	29,7922	49,1133	39,6968	39,6968	59,531
$m_B =$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd} =$	1255,22	949,113	1268,59	939,697	1295,37
$H_{Gd}, M_{Gd} =$	0	0	0	0	0
$V_{Qd} =$	900	780	900	600	900

$H_{Qd}, M_{Qd} =$	0	0	0	0	0
$\Sigma V_d =$	2155,22	1729,11	2168,59	1539,7	2195,37
$\Sigma H_d, \Sigma M_d =$	0	0	0	0	0
$\varphi'_d =$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26
$c'_d =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\delta_d =$	23,33	19,50	23,33	23,33	19,50
$N_q =$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92
$N_c =$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42
$N_\gamma =$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84
$b_q =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_c =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$s_q =$	1,57	1,49	1,57	1,57	1,49
$s_c =$	1,59	1,52	1,59	1,59	1,52
$s_\gamma =$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
$i_q =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_c =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz} =$	823,55	403,95	622,71	622,71	419,93
$R_d =$	2161,32	1747,63	2177,55	2177,55	2202,14
$R_d/V_d =$	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00

С обзиром на изнесено у претходној тачки, у истраживању ће акценат бити стављен на упоређења „Правилника” са ППЗ, прилагани и дискутовани само њихови резултати обезбеђени из испуњења услова добијања истих димензија према оба прорачуна. Наиме, третирани су темељи самци који примају ванше врста случајева оптерећења различитих интензитета и предају их на тло чије су карактеристике мењане. Како би се обухватила различита реална тла, претпостављено је да се угао унутрашњег трења креће у домену  $15-25-35^\circ$ , а кохезија 0-10-20-30 кРа, које су вредности одабране према онима која најчешће поседују тла присутна у региону. Ипак, практично је извесно да се при малим угловима трења који указују на слабо носиво и деформабилно тло, могу очекивати већа слегања. У таквим условима ће гранично стање употребљивости, а не носивости, бити меродавно, па би се вршило побољшање тла или, чак, мењао систем фундација. Ово би довело до померања граница истраживања, због чега се резултати из истих могу третирати са нешто нижом важношћу. Такође, разматрана су оптерећења почев од централног до сложених која обухватају косе силе и нападне моменте, задајући притом и стална и корисна оптерећења. За сваки од третираних случајева и услова, алгоритам прорачуна је:

- разматра се тло без кохезије
- у тим геомеханичким условима се прорачунавају потребне (инжењерске, практично заокружене) димензије темеља према „Правилнику”
- у истим геомеханичким условима се, затим, прорачунате димензије темеља према „Правилнику” задају као улазни параметар у ПП 3
- врши се варирање ПК за тангенс угла трења  $\gamma_\phi$  све до испуњења услова о једнакости прорачунских спољашњих оптерећења  $E_d (V_d)$  и реакције тла  $R_d$ , а затим и даље смањивани како би се изједначиле носивости. Тиме се добијају две вредности за  $\gamma_\phi$  у ПП 3 за један геомеханички услов и случај оптерећења
- тлу се, даље, задаје одређена кохезија
- у иовим геомеханичким условима (при чему се задржава исто трење) се прорачунавају потребне димензије темеља према „Правилнику”
- постигнуте димензије се, попут геомеханичких услова, задају као улазни и непроменљиви параметри у ПП 3
- претходно постигнути  $\gamma_\phi$  у ПП 3 се такође одржава константан
- варира се ПК за кохезију  $\gamma_c$  док се не изједначе прорачунске сила и реакција ( $R_d/V_d=1,0$ ), а даље и носивости  $\sigma_{doz}$ , што такође даје две вредности за  $\gamma_c$  у ПП 3 за један геомеханички случај
- прорачун се наставља све док се на исти начин не анализирају сви предложени геомеханички услови за конкретан случај оптерећења
- на такав начин добиће се мноштво различитих ПК за трење и кохезију
- описани поступак се проводи за сваки појединачни случај оптерећења.

Из приказане анализе је очигледно да се из услова изједначења факторисаних сила и реакција, чак и у једноставним случајевима оптерећења, добијали далеко већи ПК за тангенс угла трења од оних препоручених. Зато се у студији, са циљем њиховог приближавања након добијања почетних резултата, наставило са смањивањем ПК  $\gamma_\phi$  све до испуњења услова да се при истим димензијама темеља добија иста носивост. Овај параметар је, уосталом, до сада био од кључног значења за инжењере. Ипак, овако опредељени „секундарни” ПК за трење нису били од користи код кохезије јер се са смањењем  $\gamma_\phi$ , а тиме повећањем учешћа трења у димензионарању темеља, јавља потреба од већег ПК за кохезију. Због тога је у алгоритму за одређивање  $\gamma_c$  коришћен првобитни ПК за угао трења, тј. опредељен из услова  $R_d/V_d=1$ , где су  $R_d$  и  $V_d$  прорачунске реактивне силе и оптерећења. Њен ПК се тражио из услова  $R_d/V_d=1$ , када се добија прилично високи ПК, који је даље снижаван до испуњења услова о изједначењу носивости: све то уз задржавање истих димензија темеља!

Иначе, у почетним фазама анализа приликом прорачуна и осивости по „Правилнику”, били су усвојени средњи ПК за угао трења и кохезију у износу од 1,50 и 2,50, одговарајуће, док су се у прорачунским поступцима уносиле препоручене вредности. Међутим, у оваквим околностима су димензије темеља добијене по „Правилнику”, из услова испуњења захтева да  $R_d/V_d=1$ , биле много веће од оних које су се добијале као потребне по поступцима (прилог 2). Ово је, према горе описаном алгоритму, захтевало и адекватно веће ПК у ПП 3. Осим високим ПК за ПСО, неопходне димензије по „Правилнику” су биле веће од оних по Анексу и због високих ПК за спољашња оптерећења.

Уз задржавање ПК за оптерећења предложених у Анексу А, урађен је прорачун за темељ који центрично преноси само вертикалну сталну силу у износу од 400 kN, а који је фундиран у различитим геотехничким условима. При том, сила је третирана као неповољна. Како је већ наведено, димензије су одређиване према „Правилнику”, али при коришћењу ПК у износу од 1,50 и 2,50 за тангенс угла трења и кохезију. Из услова изједначења прорачунских реакција и дејства, а даље и осивости, одређивани су потребни ПК за тло како би се и код прорачуна са поступком 3 задржале исте димензије. Подсетимо да је то основица и кључни захтев у анализи. Ова анализа је означена као прорачунски случај 1 (ПС 1), а за њу су добијени следећи потребни ПК, из којих су изведене и њихове средње вредности:

**Табела 6 Прорачун ПК за прорачунски случај 1 при  $F_\phi=1,50$  и  $F_c=2,50$**

$\phi$	$\gamma_\phi$	
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$
15	1,55	1,38
25	1,69	1,55
35	1,65	1,53
$\gamma_{\phi, \text{сред}}$	1,63	1,487

Из ове анализе је очигледно да се применом просечних ПК при прорачуну према „Правилнику”, без обзира на то који се услов тежи испунити: да ли изједначавање спла или осивости, добијају потребни ПК много већи од предложених. Дрastiчно одступање потребних ПК за трење од предложених у ЕК 7 приликом примене средњих вредности датих у „Правилнику”, и то у најједноставнијем случају оптерећења (вертикална спла сталног и центричног деловања), наводи да је пожељно размотрити и друге могућности. Имајући у виду да се ПК за ПСО у „Правилнику” налазе у широком домену (1,20-1,80 и 2,0-3,0), приступило се новим прорачунима, међутим са минималним износивим ПК: 1,20 и 2,0. Али, прорачун и упоређења су показали да су се и у овом случају по „Правилнику” добијале веће димензије од оних одређених према

различитим ПП где су примењене препоручене вредности ПК. Наставивши даље, тј. да добијене димензије по ППЗ буду конзистентне са онима већ прорачунатим према „Правилнику” применом минималних фактора, али и испуњењем другог услова - да носивости буду једнаке, опредељивани су „секундарни” ПК. За описани темељ, приликом примене минималних ПК из „Правилника”, добијају се следећи потребни ПК који испуњавају критеријуме:

**Табела 7 Прорачун ПК за ПС 1 при  $F\phi=1,20$  и  $Fc=2,00$**

$\phi$	$\gamma_{\phi}$	
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$
15	1,36	1,23
25	1,33	1,23
35	1,28	1,21
$\gamma_{\phi, sred}$	1,323	1,223

Из приказаног се може закључити да применом минималних коефицијената приликом прорачуна према „Правилнику” долази до осетног приближавања просечних потребних ПК за тангенс угла трења у ППЗ онима предложеним у Еврокоду 7. Ово уочавање указује да исте треба користити у прорачунима. Исто је оправдано јер се поштују предлози у „Правилнику” па нема одступања од досадашње праксе и обичаја димензионирања, а корисно је због мањег и не толико упадљивог разликовања од предложених ПК у ЕК 7. Наведени закључак је од посебног значења и примењиван је даље у свим следећим прорачунима за опредељивање потребних ПК.

Наредни је анализиран темељ што преноси за 50 % већу силу који представља ПС 2, а резултати потребних ПК су приложени у следећој табели:

**Табела 8 Прорачун ПК за угао трења у прорачунском случају 2**

$\phi$	$\gamma_{\phi}$	
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$
15	1,38	1,23
25	1,35	1,25
35	1,31	1,23
$\gamma_{\phi, sred}$	1,347	1,237

Може се приметити да приликом осетнијег повећања спољашњег сталног вертикалног неповољног оптерећења не долази и до већег пораста просечног ПК.

Приказани коефицијенти су искоришћени у даљој рачуници како би се за исти случај оптерећења определили  $\gamma_c$ . Притом су примењивани они одређени из услова приближног изједначења прорачунске силе носивости и спољашњег оптерећења ( $R_d/V_d=1$ ). Слично као и код трења, ПК за кохезију је иницијално одређиван из истог услова, при чему се носивост прорачунава из редукованих ПСО, а оптерећење увећава са одговарајућим преузетим ПК. Затим се даље наставило са снижавањем ПК до изједначења носивости, а уз задржавање димензија прорачунатих према „Правилнику”.

**Табела 9** Примена добијених ПК за трење приликом одређивања ПК за кохезију за ПС 2

VGk=600 kN

VQk=0

$\phi$	$\gamma_\phi$		$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$	
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$
15	1,38	1,23	2,15	1,44	2,03	1,55	2,01	1,57
25	1,35	1,25	1,82	1,23	1,95	1,38	1,88	1,41
35	1,31	1,23	1,91	1,02	1,75	1,21	1,73	1,31
$\gamma_{sred}$	1,347	1,237	1,96	1,23	1,91	1,38	1,873	1,43

$$\gamma_{sred} (\gamma_c (Rd/Vd)) = 1,914 \quad \gamma_{sred} (\gamma_c (\sigma_{doz})) = 1,347$$

Из прорачунатих средњих вредности ПК за кохезију је јасно видљива њихова изражена међусобна разлика, а још више у односу на предложену (1,25).

Како би се уводили и општији случајевн оптерећења, након разматрања само сталних, у ПС 3 се приступило укључивању и корисних дејства. Успут би се пратио развој потребних ПК, као и утицајних фактора на њих:

**Табела 10** Прорачун ПК за угао трења у ПС 3

VGk=600 kN

VQk=200 kN

$\phi$	$\gamma_\phi$	
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$
15	1,37	1,23
25	1,35	1,26
35	1,31	1,24
$\gamma_{\phi, sred}$	1,343	1,243

Додавањем променљивог оптерећења долази до минималне промене ПК, која је, међутим, као што се може видети у табели 11, израженија код кохезије.



**Табела 11 Примена добијених ПК за трење ирилинком одређивања ПК за кохезију у ПС 3**

VGk=600 kN

VQk=200 kN

φ	γ <sub>φ</sub>		γ <sub>c</sub> (c=10 kPa)		γ <sub>c</sub> (c=20 kPa)		γ <sub>c</sub> (c=30 kPa)	
	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>
15	1,37	1,23	2,13	1,49	2,03	1,6	2,07	1,62
25	1,35	1,26	2,15	1,28	1,95	1,42	1,98	1,47
35	1,31	1,24	2,26	1,09	2,11	1,27	1,79	1,31
γ <sub>sred</sub>	1,343	1,243	2,18	1,287	2,03	1,43	1,947	1,467

$$\gamma_{\phi, \text{ sred}} = 1,293 \quad \gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (Rd/Vd)) = 2,052 \quad \gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,394$$

Према раније изнетом чинило се да ће одређивање иотребног ПК за трење бити нзазовно. Већ ови ирорачуни код кохезије и резултатн који су у нзузетно широком днјаиазону, најављују да ће и одређивање  $\gamma_c$  бити не мање захтевно. Поново се као иосебно ироблематичан јавља његов веома висок изиос добијен из услова приближне једнакости ирорачунских реакција и дејства, иа као такав и разлнковање од иредложених ПК у ЕК 7. Ииак, значајан је иодатак да се ирема испуњењу услова о изједначењу иосивости добијају ириметно ниже просечне вредности и у рангу ииоредљности са иредложеним ПК.

Практнчно се у сваком конструктивном систему иреко стубова на темеље предају и трансверзалне силе, иа је у следећем ирорачунском случају анализиран утицај присуства хоризонталне трајне силе на вредности ПК. Прорачунски случај 4 представља управо проширење иретходног са додавањем такве силе. Као што се може видети из следеће табеле, где су, иоред иотребних ПК за различите ПСО, додате и ширине темеља, вредности ПК доживљавају иромену:

**Табела 12 Прорачун ПК у ирорачунском случају 4**

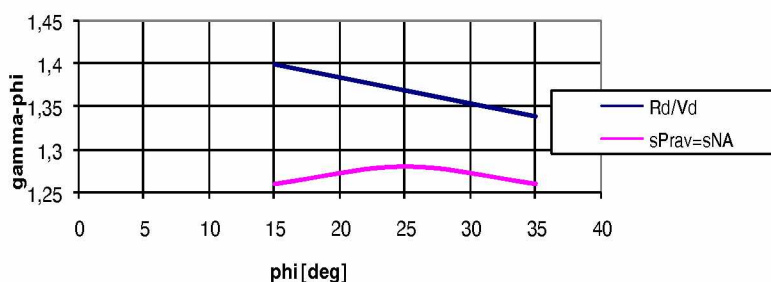
VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN

φ	γ <sub>φ</sub>			γ <sub>c</sub> (c=10 kPa)			γ <sub>c</sub> (c=20 kPa)			γ <sub>c</sub> (c=30 kPa)		
	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>	B	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>	B	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>	B	Rd/Vd	σ <sub>doz</sub>	B
15	1,4	1,26	5,5	2,14	1,5	3,85	2,15	1,63	3,1	2,13	1,65	2,65
25	1,37	1,28	2,95	2,16	1,32	2,4	2,1	1,49	2,05	2,03	1,52	1,8
35	1,34	1,26	1,7	1,94	1,09	1,45	2,07	1,28	1,3	1,88	1,34	1,15
γ <sub>sred</sub>	1,37	1,27		2,08	1,30		2,11	1,47		2,01	1,50	

$$\gamma_{\phi, \text{ sred}} = 1,32 \quad \gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (Rd/Vd)) = 2,07 \quad \gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,42$$

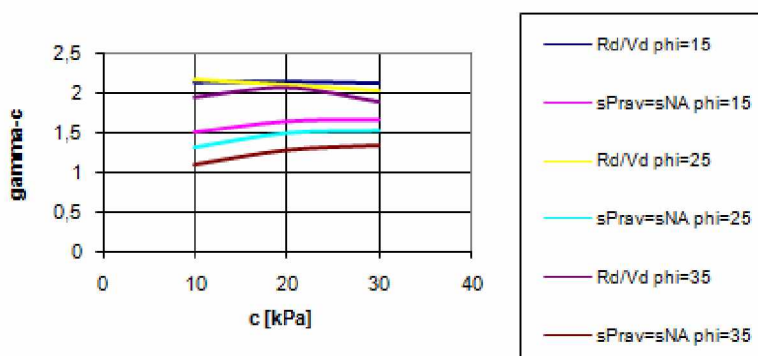
Резултатн су ириказани у дијаграмском облику на доњим сликама. На аисцисну осу се наносе третирани ПСО, а на ординатну иотребни ПК прорачунатн из испуњења услова  $R_d/V_d$  или изједначења иосивости ирема

„Правилнику” и препоруци у ЕК 7. На њима се визуелно лакше могу приметити тенденције развоја коефицијената.



Слика 1 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 4

За угао трења се може видети да из услова изједначења редуковане носивости и факторираног оптерећења постоји тежње опадања потребног ПК са порастом угла. Из услова изједначења носивости се, са друге стране, не јављају већа одступања, без обзира на промену угла. У другонаведеној ситуацији просечна вредност ПК осцилира у близини предложених ПК у Еврокоду 7.



Слика 2 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 4

Код кохезије се може приметити да што је мањи угао трења, то је већи потребни  $\gamma_c$ , али је разлика између ПК за различите кохезије – мања. Ипак, без обзира да ли се задржава исти угао трења а мења кохезија, или се разматра иста кохезија а варира угао, најчешће није могуће наћи општу зависност промене ПК. Ипак, у парцијалним условима се тенденција може наслутити, а поједина локална одступања на дијаграмима дугују се искључиво заокруживању димензија темеља током одређивања потребних парцијалних коефицијената.

У ПС 5 се третира случај оптерећења када уместо трајне делује повремена хоризонтална сила. Анализе су показале да долази до значајније промене појединачних ПК, али иста одсуствује код просечних и код димензија темеља. Наиме, у овом ПС добијају се резултати који су доле приказани.

**Табела 13 Прорачун ПК у прорачунском случају 5**

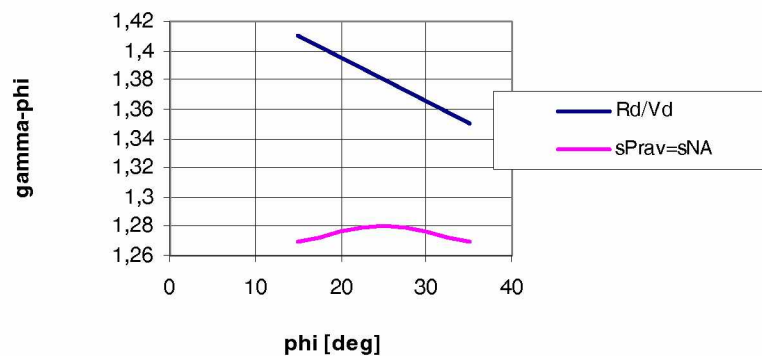
VGk=600 kN VQk=200 kN HQk=100 kN

φ	γ <sub>φ</sub>		B	γ <sub>c</sub> (c=10 kPa)		B	γ <sub>c</sub> (c=20 kPa)		B	γ <sub>c</sub> (c=30 kPa)		B
	Rd/Vd	σ <sub>доз</sub>		Rd/Vd	σ <sub>доз</sub>		Rd/Vd	σ <sub>доз</sub>		Rd/Vd	σ <sub>доз</sub>	
15	1,41	1,27	5,6	2,23	1,51	3,95	2,16	1,64	3,15	2,06	1,65	2,65
25	1,38	1,28	3	2,19	1,3	2,45	1,96	1,47	2,05	2,09	1,52	1,85
35	1,35	1,27	1,75	2,13	1,14	1,5	1,88	1,31	1,3	2,04	1,38	1,2
γ <sub>sred</sub>	1,38	1,27		2,18	1,32		2,00	1,47		2,06	1,52	

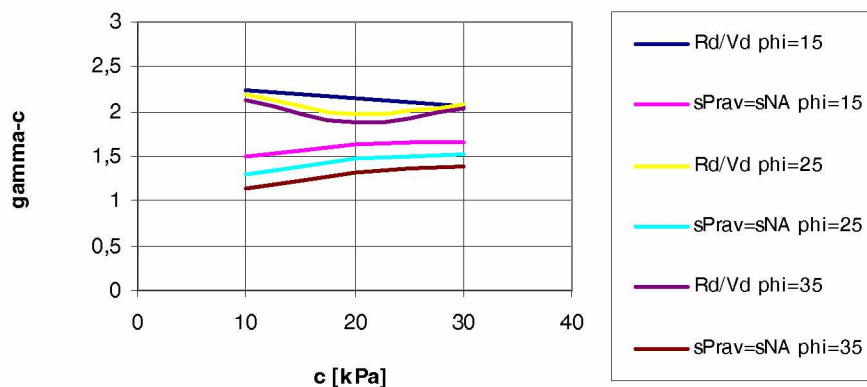
$$\gamma_{\phi, \text{sred}} = 1,33$$

$$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\text{Rd/Vd})) = 2,08$$

$$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,44$$



**Слика 3 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 5**



**Слика 4 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 5**

Облик дијаграма показује да горе наведена сагледавања за тенденцију развоја интензитета ПК важе у овом, али и у следећим анализираним ПС.

Проблематика утицаја различитих интензитета хоризонталне силе на вредности коефицијената је разматрана помоћу ПС 6. Овде је хоризонтална сила двоструко повећана па иста достиже износ повремене вертикалне силе и трећину сталне вертикалне силе. Упоредјујући постигнуте резултате са онима у ПС 4, установљено је да њеним растом долази и до прираста ПК, што се табеларно и дијаграмски може видети мало ниже.

**Табела 14 Прорачун ПК у прорачунском случају 6**

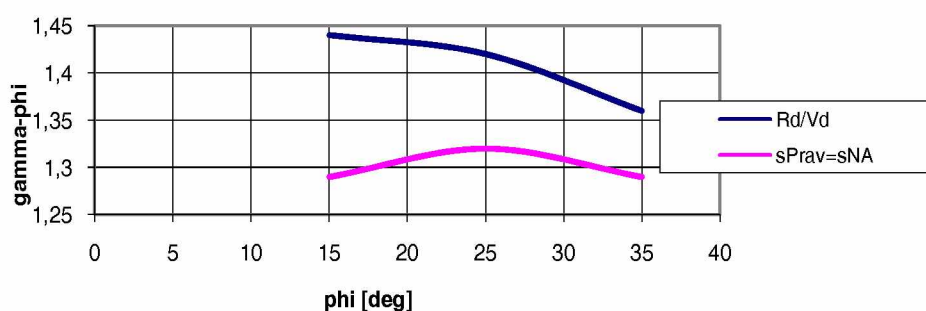
VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=200 kN

$\phi$	$\gamma_\phi$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$	
15	1,44	1,29	6,15	2,24	1,54	4,35	2,22	1,69	3,5	2,21	1,75	3
25	1,42	1,32	3,4	2,16	1,35	2,75	2,12	1,53	2,35	2,01	1,56	2,05
35	1,36	1,29	1,95	2,46	1,29	1,7	2,22	1,44	1,5	2,13	1,48	1,35
$\gamma_{\text{sred}}$	1,41	1,30		2,29	1,39		2,19	1,55		2,12	1,60	

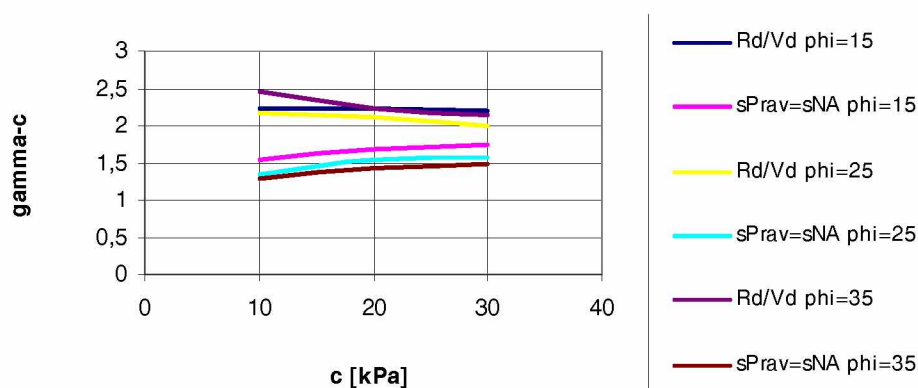
$$\gamma_{\phi, \text{sred}} = 1,35$$

$$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\text{Rd/Vd})) = 2,20$$

$$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,51$$



**Слика 5 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 6**



**Слика 6 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 6**

Из приказаних примера није тешко закључити да су горе обрађеним ПС обухваћене екстремније појаве у високоградњи, док реалнији свакако укључују и нападне моменте. Ако се у прорачунском случају 7, уместо хоризонталне силе, унесе стални нападни моменат, потребни ПК за угао трења и кохезију ће доживети промену. Али, она ће бити у блажем облику него за случај када се дода сила:

**Табела 15 Прорачун ПК у прорачунском случају 7**

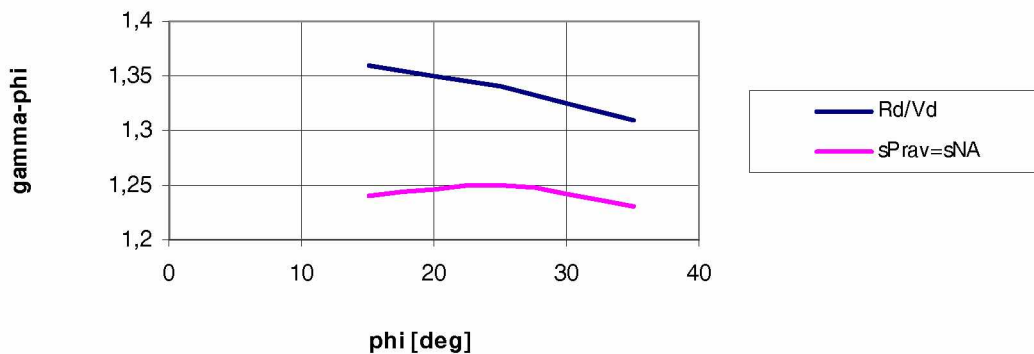
VGk=600 kN VQk=200 kN MGk=100 kNm

$\phi$	$\gamma_\phi$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$	
15	1,36	1,24	5,05	2,2	1,49	3,6	2,12	1,6	2,9	2,1	1,62	2,5
25	1,34	1,25	2,75	2	1,26	2,25	2	1,41	1,95	2,01	1,44	1,75
35	1,31	1,23	1,65	1,64	1	1,4	1,67	1,14	1,25	1,73	1,24	1,15
$\gamma_{\text{sred}}$	1,34	1,24		1,95	1,25		1,93	1,38		1,95	1,43	

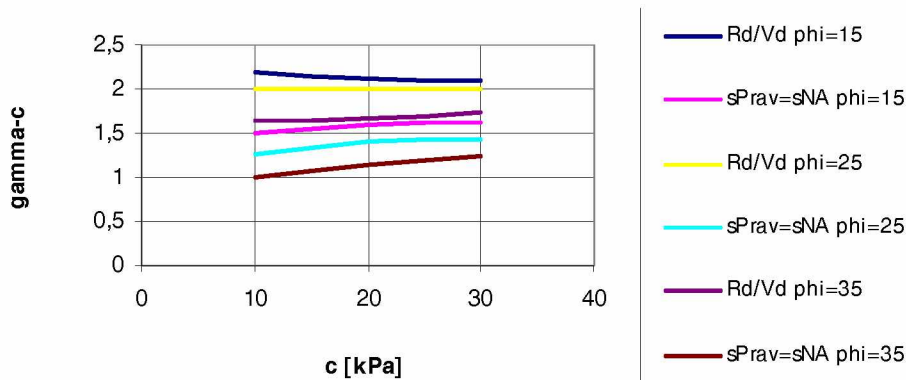
$\gamma_{\phi, \text{sred}} = 1,29$

$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\text{Rd/Vd})) = 1,94$

$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,36$



**Слика 7 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 7**



**Слика 8 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 7**

Слично као и у претходној варијацији интензитета хоризонталних сила са примером обрађеним у прорачунском случају 8, третиран је утицај промене вредности нападаог момента. При двоструком прирасту сталног нападаог момента, потребни материјални ПК за примену у прорачунском поступку 3 за испуњење захтева о приближно једнаким димензијама темеља прорачунатим према „Правилнику” и Еврокоду 7 износили би:

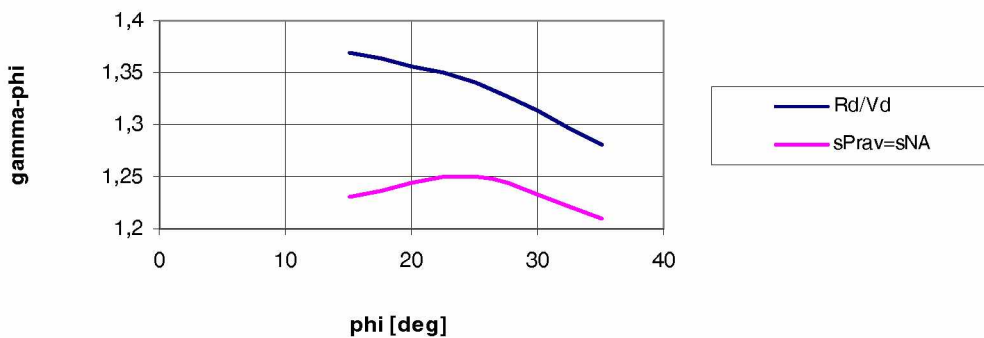
**Табела 16 Прорачун ПК у прорачунском случају 8**

VGk=600 kN VQk=200 kN MGk=200 kNm

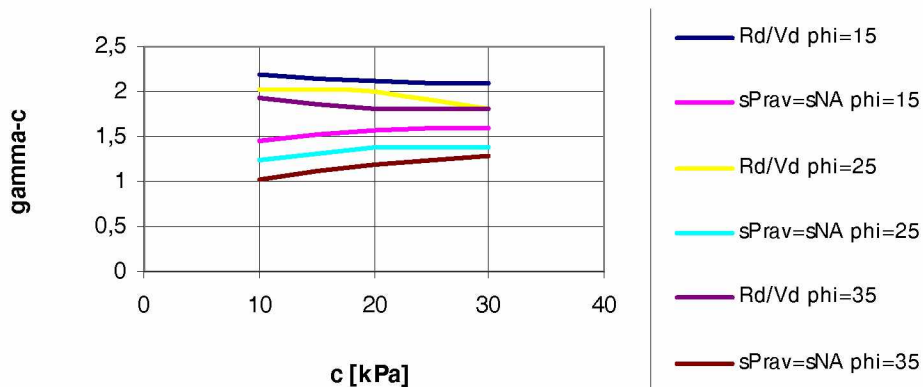
$\phi$	$\gamma_\phi$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$	
15	1,37	1,23	5,2	2,19	1,46	3,75	2,11	1,57	3,05	2,09	1,59	2,65
25	1,34	1,25	2,9	2,02	1,23	2,4	1,99	1,37	2,1	1,81	1,39	1,85
35	1,28	1,21	1,75	1,93	1,03	1,55	1,8	1,2	1,4	1,8	1,28	1,3
$\gamma_{\text{sred}}$	1,33	1,23		2,05	1,24		1,97	1,38		1,90	1,42	

$\gamma_{\phi, \text{sred}} = 1,28$

$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (Rd/Vd)) = 1,97$   $\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,35$



**Слика 9 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 8**



**Слика 10 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 8**

Из поређења резултата добијених за ПС 7 и ПС 8, може се приметити да са додавањем нападног момента и његовим повећањем, ПК не доживљавају израженију промену. Напротив, одсуство хоризонталне силе и присуство момената позитивно утиче на приближавање понуђених и потребних ПК. Занимљиво је да у свим испитиваним случајевима оптерећења,  $\gamma_\phi$  из услова  $R_d/V_d=1$  опада са растом угла. Код кохезије се, у случајевима са моментима, могу разликовати две тенденције: при константном углу трења са порастом кохезије расте и ПК у условима изједначавања носивости, док при изједначавању силе



приметно је опадање вредности ПК. Задње се у оба услова види када је кохезија константна а угао расте, која је појава паралелна процесу смањења  $\gamma_\phi$ .

Међутим, најчешћи услови у пракси су када на темељ истовремено делују и вертикалне и хоризонталне силе, као и нападни momenti. Тада је евидентно да долази до осетљивијег пораста ПК у односу на одсуство хоризонталних сила. Ово води ка њиховом удаљавању од предложених у ЕК 7, а може се детаљно видети у доњој табели где су приказани резултати из обрађеног прорачунског случаја 9:

**Табела 17 Прорачун ПК у прорачунском случају 9**

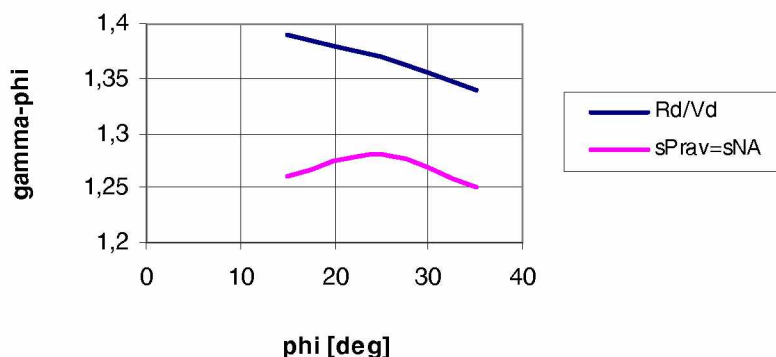
VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN MGk=100 kNm

$\phi$	$\gamma_\phi$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$	
15	1,39	1,26	5,6	2,22	1,52	4	2,2	1,64	3,25	2,07	1,64	2,75
25	1,37	1,28	3,1	2,19	1,31	2,55	2,1	1,45	2,2	2,02	1,51	1,95
35	1,34	1,25	1,8	1,89	1,01	1,6	1,68	1,17	1,4	1,82	1,24	1,3
$\gamma_{\text{sred}}$	1,37	1,26		2,10	1,28		1,99	1,42		1,97	1,46	

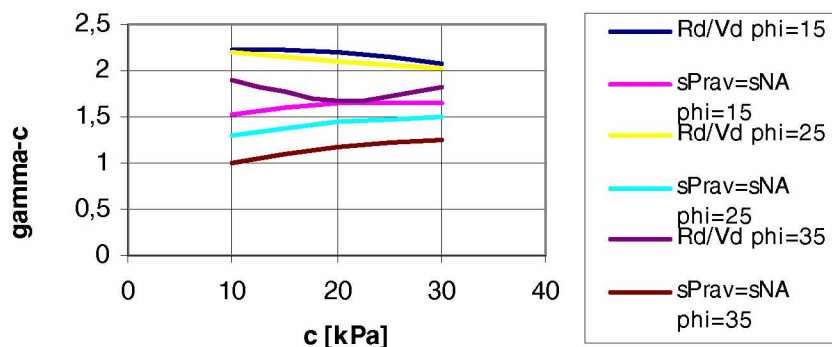
$$\gamma_{\phi, \text{sred}} = 1,32$$

$$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\text{Rd/Vd})) = 2,02$$

$$\gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,39$$



**Слика 11 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 9**



**Слика 12 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 9**

Наведене тенденције износа вредности ПК се могу приметити и потврдити у свим приказаним табелама где се третирају различити случајеви оптерећења којима се тежило да се обухвате могући примери из праксе. У ПС 10 третиран је утицај двоструког повећања износа сталног нападаног момента:

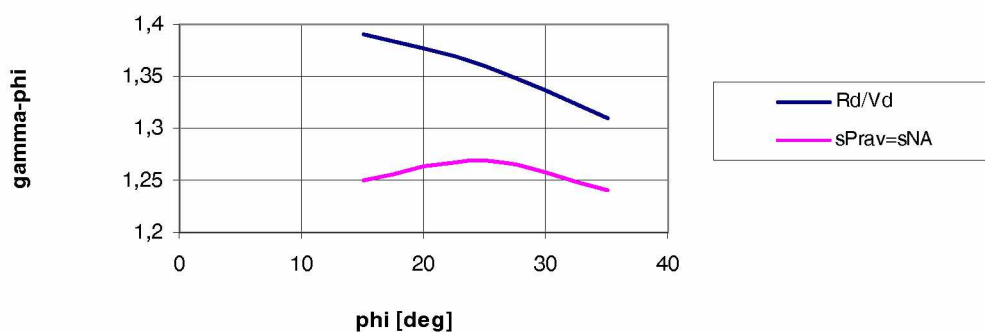
**Табела 18 Прорачун ПК у прорачунском случају 10**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN MGk=200 kNm

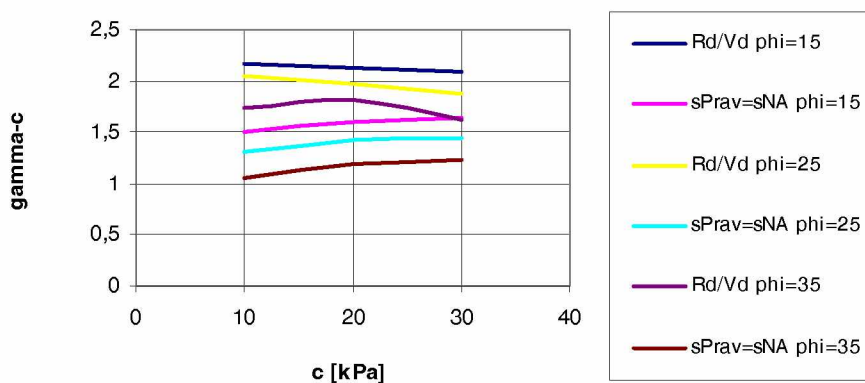
$\phi$	$\gamma_\phi$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$	
15	1,39	1,25	5,7	2,16	1,51	4,1	2,12	1,6	3,35	2,09	1,64	2,9
25	1,36	1,27	3,2	2,06	1,31	2,65	1,97	1,43	2,3	1,88	1,45	2,05
35	1,31	1,24	1,95	1,73	1,05	1,7	1,82	1,2	1,55	1,62	1,24	1,4
$\gamma_{sred}$	1,35	1,25		1,98	1,29		1,97	1,41		1,86	1,44	

$$\gamma_{\phi, sred} = 1,30$$

$$\gamma_{sred} (\gamma_c (Rd/Vd)) = 1,94 \quad \gamma_{sred} (\gamma_c (\sigma_{doz})) = 1,38$$



**Слика 13 Тенденција развоја ПК за треће у ПС 10**



**Слика 14 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 10**



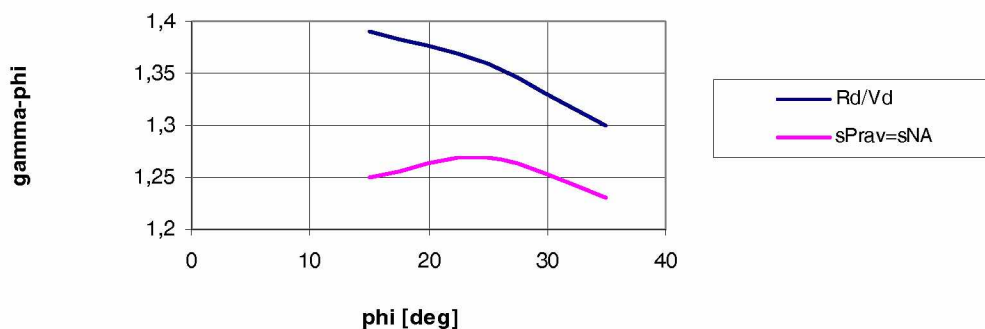
Из до сада приказаних резултата очигледно је да присуство нападних момената, без обзира на природу (трајни или повремени) и интензитет, позитивно утиче на промену. Наведено је закључено јер смањује парцијалне коефицијенте, али не толико на оне за угао трења, колико на оне за кохезију. Исто се показује и у ПС 11 када се у анализи укључује и корисни нападни моменат у половичном износу од онога за трајни нападни моменат:

**Табела 19 Прорачун ПК у прорачунском случају 11**

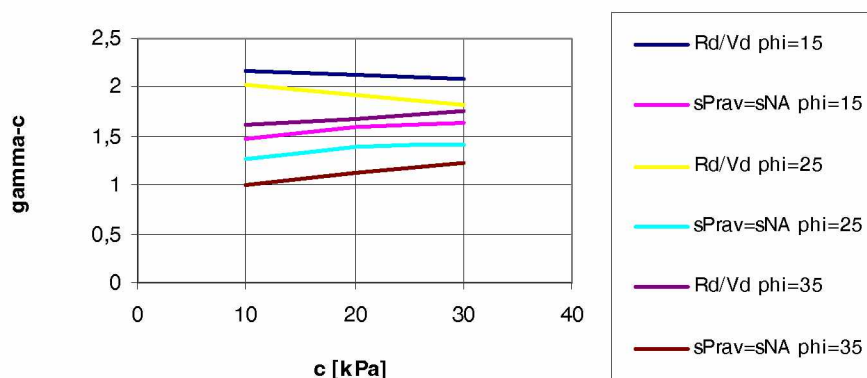
VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN MGk=200 kNm MQk=100 kNm

$\phi$	$\gamma_\phi$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$	
15	1,39	1,25	5,8	2,18	1,48	4,25	2,13	1,6	3,5	2,08	1,63	3,05
25	1,36	1,27	3,35	2,02	1,28	2,8	1,92	1,4	2,45	1,82	1,41	2,2
35	1,3	1,23	2,1	1,62	1,01	1,85	1,69	1,13	1,7	1,76	1,23	1,6
$\gamma_{sred}$	1,35	1,25		1,94	1,26		1,91	1,38		1,89	1,42	

$\gamma_{\phi, sred} = 1,30$      $\gamma_{sred} (\gamma_c (Rd/Vd)) = 1,91$      $\gamma_{sred} (\gamma_c (\sigma_{doz})) = 1,35$



**Слика 15 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 11**



**Слика 16 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 11**

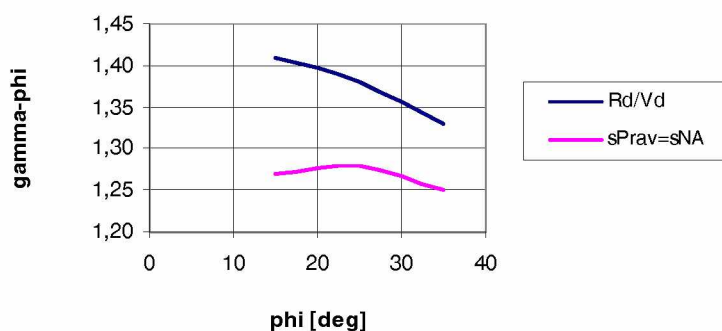
Сличан утицај се већ констатовано и за присуство хоризонталних сила: варирање вредности ПК са варирањем њиховог интензитета. Њихов учинак тј. утицај при непромењеним вертикалним силама и нападним моментима је третиран у ПС 12 и ПС 13, који су резултати приказани у следећим двама табелама. Како се може видети из приказаног, за разлику од „позитивног” утицаја нападних момената на снижење износа просечних ПК, присуство и повећање износа хоризонталних сила, било да су сталне или повремене, води ка повећању износа ПК и њиховом удаљавању од предложених у ЕК 7.

**Табела 20 Прорачун ПК у прорачунском случају 12**

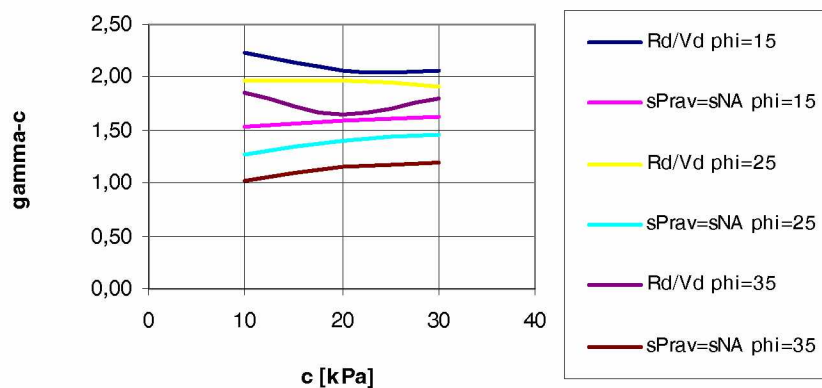
VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN HQk=50 kN MGk=200 kNm MQk=100 kNm

$\phi$	$\gamma_{\phi}$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$		Rd/Vd	$\sigma_{\text{doz}}$	
15	1,41	1,27	6,15	2,24	1,53	4,50	2,07	1,60	3,65	2,07	1,63	3,20
25	1,38	1,28	3,55	1,97	1,27	2,95	1,97	1,40	2,60	1,92	1,45	2,35
35	1,33	1,25	2,25	1,85	1,02	2,00	1,65	1,15	1,80	1,79	1,20	1,70
$\gamma_{\text{sred}}$	1,37	1,27		2,02	1,27		1,90	1,38		1,93	1,43	

$$\gamma_{\phi, \text{sred}} = 1,32 \quad \gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\text{Rd/Vd})) = 1,95 \quad \gamma_{\text{sred}} (\gamma_c (\sigma_{\text{doz}})) = 1,36$$



**Слика 17 Тенденција развоја ПК за трење у ПС12**



**Слика 18 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 12**

**Табела 21 Прорачун ПК у прорачунском случају 13**

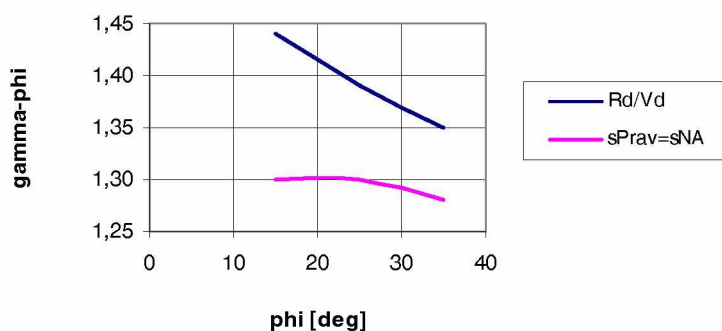
VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN HQk=100 kN MGk=200 kNm MQk=100 kNm

$\phi$	$\gamma_\phi$		B	$\gamma_c (c=10 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=20 \text{ kPa})$		B	$\gamma_c (c=30 \text{ kPa})$		B
	Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$		Rd/Vd	$\sigma_{doz}$	
15	1,44	1,30	6,50	2,13	1,51	4,70	2,08	1,64	3,85	2,14	1,71	3,40
25	1,39	1,30	3,75	2,17	1,31	3,15	2,02	1,45	2,75	2,02	1,53	2,50
35	1,35	1,28	2,40	1,67	1,04	2,10	1,91	1,20	1,95	1,81	1,29	1,80
$\gamma_{sred}$	1,39	1,29		1,99	1,29		2,00	1,43		1,99	1,51	

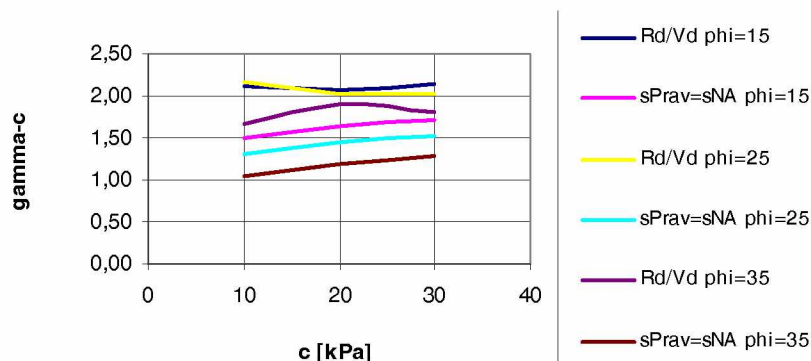
$$\gamma_{\phi, sred} = 1,34$$

$$\gamma_{sred} (\gamma_c (Rd/Vd)) = 1,99$$

$$\gamma_{sred} (\gamma_c (\sigma_{doz})) = 1,41$$



**Слика 19 Тенденција развоја ПК за трење у ПС 13**



**Слика 20 Тенденција развоја ПК за кохезију у ПС 13**

Детаљнији изводи из свих приказаних прорачуна су дати у прилогу 3.

Мада није предмет овог истраживања, занимљиво је додати запажање да стабилност темеља на клизање престаје да буде угрожена чим се у анализу дода нападни моменат. Уосталом, клизање је меродавно за димензионирање, али не и за износ парцијалног коефицијента.

Сагласно ЕК 7-1, за свако димензионирање је потребно извршити анализе и носивости и употребљивости. Међутим, за релативно мала оптерећења, каква су коришћена у овој анализи, гранично стање носивости је оно које контролише димензије, док је при већим оптерећењима употребљивост та која их диктира

(Ott, 2008). У Еврокоду 7 је информативно понуђен поступак за прорачун слегања за које је важно подсетити да се врше са нефакторираним члановима тј. са њиховим карактеристичним вредностима. У овом контексту добро је навести и запажање изнесено у ЕК 7 да виши ПК доприносе и повећању односа ултимативног и реалног напона испод темеља. Још више, ако исти премаши 3, онда изостаје потреба од прорачуна слегања, што убрзава прорачун конструкције без утицаја на њену сигурност.

До сада је, не укључујући верификације, за потребе одређивања парцијалних коефицијената у различитим условима оптерећења и тла урађен велики број прорачуна у којима је испитано 13 различитих случајева. Изводи из постигнутих просечних резултата се могу видети у прегледној табели 22.

**Табела 22 Преглед износа просечних ПК за третиране ПС**

Прорач. случај	$V_G$	$V_Q$	$H_G$	$H_Q$	$M_G$	$M_Q$	$\gamma_\phi$ $R_d/V_d$	$\gamma_\phi$ $\sigma_{doz}$	$\gamma_c$ $R_d/V_d$	$\gamma_c$ $\sigma_{doz}$	
1	400	0	0	0	0	0	1,32	1,22	2,02	1,37	
2	600	0	0	0	0	0	1,35	1,24	1,91	1,35	
3	600	200	0	0	0	0	1,34	1,24	2,05	1,39	
4	600	200	100	0	0	0	1,37	1,27	2,07	1,42	
5	600	200	0	100	0	0	1,38	1,27	2,08	1,44	
6	600	200	200	0	0	0	1,41	1,3	2,2	1,51	
7	600	200	0	0	100	0	1,34	1,24	1,94	1,36	
8	600	200	0	0	200	0	1,33	1,23	1,97	1,35	
9	600	200	100	0	100	0	1,37	1,26	2,02	1,39	
10	600	200	100	0	200	0	1,35	1,25	1,94	1,38	
11	600	200	100	0	200	100	1,35	1,25	1,91	1,35	
12	600	200	100	50	200	100	1,37	1,27	1,95	1,36	
13	600	200	100	100	200	100	1,39	1,29	1,99	1,41	
							Просек	1,36	1,26	2,00	1,39

Из постигнутих појединачних просечних резултата прорачунати су и „глобални” просечни парцијални коефицијенти. Уочљиво је да се појединачни просечни ПК за угао трења из услова  $R_d/V_d=1$  крећу од 1,32 до 1,41, а просечно око 1,36, док из услова изједначавања носивости 1,22-1,30, а просечно 1,26. При испуњавању наведених услова,  $\gamma_c$  се крећу од 1,91 до 2,20, а просечно око 2,00 тј. 1,35-1,51, а просечно 1,39. Притом, укупна просечна вредност свих ПК је 1,50.

С обзиром на њихово исто порекло, али и неким аспектима који ће бити приказани касније у раду, тежи се да се усвоји исти износ за ПК за трење и кохезију. Међутим, велика разлика између просечних вредности ПК отежава доношење одлуке о закључивању избора њихове вредности. Из приказаних

табела видн се да је утицај прпраста трења на днмензије темеља већп од утицаја кохезије. Практично, то значн да ће се днмеизпје темеља значајннје смањпти у условнма када се трење повећа за 10 deg него у ситуацији када се кохезија повећа за 10 kPa. Ово сагледавање наводн да прплнком избора „заједничке” вредности ПК не треба много да одступа од оиих прорачунатих за трење, тј. треба да гравитира њнма, док се код кохезије, наизглед, такво одступање донекле може толерпсати. Такође, просечне вредности за трење су релативно блпске међусобно, док су оне за кохезију дисперзне. Ипак, треба нмати у виду да је једна од просечних за кохезију блпска онима за трење, што даје сугестнју да меродавни буду управо оии просечни коефицијенти који су постигнути за трење. Тачннје, усвојена вредност за ПК треба да буде пре ближе овим трнма ПК, мада и не мора изричито да буде унутар њих. Тако би бар донекле блпа у ширем домену оне вредности која драстично одступа, али која је, са своје стране, постигнута из услова који је препоручен и примаран у ЕК 7-1:  $R_d/V_d=1$ . Ово додатно ограничава одређивање потребног износа парцијалних коефицијената.

Дакле, прплнком детерминисања ПК треба обухватити и запазити више услова. Једни се односе на екстремннје случајеве, када су коефицијенти нешто већп од просечних, а то је претежно прплнком пројектовања темеља на слабој основи и/или изложених деловању и хоризонталне силе. Ипак, у првом случају ће, ако се не врши побољшање тла или промена фундамента, сасвим извесно, слегаће тј. SLS диктирати днмензије, док је у другом клизање, а не носивост, меродавно за днмензионирање. Свакако, ту су и случајевн када су присутни и нападни моментн. Паралелно свему томе треба испоштовати и препоруку да ПК буду једнаког износа. Имајућп у виду наведено у горњим редовнма и пасуснма, као и вредности у табели, предлаже се да се као вредности ПК за трење и кохезију којнма би се факторпрали ПСО усвоји износ од 1,40. Ова вредност је приближна оној просечној за  $\gamma_\phi$  која се добија из услова изједначења сила тј.  $R_d/V_d=1$ , а истовремено је и веома близу, тј. готово нста просечној за  $\gamma_c$  која се добија из услова изједначења носивости. Тиме се, условно, може испоштовати и карнирани принцип истог порекла, али и да се отворе друге могућности.

Одступање препоручених  $\gamma_\phi=\gamma_c=1,40$ , али не у драматичном износу, од оиих предложених у Анексу А ( $\gamma_\phi=\gamma_c=1,25$ ) је, може се рећи, прижељкивани и бланс и баланс. Иако, ово не само због тога што су досадашњи били далеко виши (просечни тј. оии који су традиционално код нас коришћени у геотехничком пројектовању су износили 1,50 и 2,50), као и због тога што су у анализи коришћене њихове минимално дозвољене вредности (1,20 и 2,00), већ и из разлога што су усвојени ПК за дејства нижи од оиих у „Иравилнику” (1,35 и 1,50 наспрам 1,60 и 1,80). Дакле, износ од 1,40 испуњава потребе да истовремено буде близу до 1,25, између 1,20 и 2,00 и да не одступа много од рутински употребљаваног  $F_\phi=1,50$ . Уједно, оии покривају и евентуалне прорачунске грешке пројектаната због чега је, понекад, пожељно да се ураде и традиционални прорачуни. У прilog нде и производ износа ПК за ПСО:  $1,4*1,4=1,96$  што је близу минималног глобалног фактора сигурности који се некада традиционално

користио приликом прорачуна носивости (2,0). Истовремено, то одговара и производу изворно предложених ПК у ЕК 7-1:  $1,25 * 1,6 = 2,0$ . Такође, нешто виши ПК од предложених у ЕК 7 је повољно и са аспекта дуготрајног слегања које не долази до изражаја у таквим условима. Са те тачке треба напоменути да је досадашња европска пракса показала нешто веће слегање конструкција које су прорачунате према минималним ПК. Иа крају, овакав износ препоручених парцијалних коефицијената у нашим условима је сигурно немнован с обзиром да се избор карактеристичних вредности ПСО, генерално у региону, врши, на жалост, на основу малог броја испитивања.

Будућа евентуална корекција тј. синхронизовано смањење износа  $\gamma_\phi$  и  $\gamma_c$  се може вршити постепено и то тек у малим износима, али само након вишегодишње практичне интензивне провере (Simpson, 2008). Притом је потребно да се у периоду од минимум три године врше паралелни прорачуни геотехничких конструкција према новим и претходним методама и прикупљају детаљни подаци о пројектованим и изведеним конструкцијама према ЕК 7. Ту, пре свега, спадају геомеханички и услови оптерећења, тип конструкције, усвојени улазни параметри, геотехнички модел, ПП, ПК, добијени резултати, мерења и сл. Такође је неопходно и да се на њима врше осматрања како би се верификовали и евентуално ажурирали ПП и ПК, али и унапредили нумерички модели. Ови подаци ће такође омогућити и напредни ииво примене ЕК 7: метод осматрања је тренутно актуелан у недавно започетим истраживањима која се реализују у ЕУ. Из наведеног разлога, експериментална испитивања не могу бити меродавна јер представљају идеализоване услове и могу покривати само ограничени број врсте оптерећења и веома мали број тла по питању ПСО. Велики број резултата из осматрања објеката и понашања конструкција је, поред раније наведеног разлога, допринело да се својевремено ПК за кохезију са 1,60 смањи на 1,25, са препоруком да се више пажње обрати избору карактеристичне вредности! Због тога се поједине контроле и верификације даље у овом истраживању врше и на примерима објеката преузетих из праксе.

### **3.3. Верификација усвојених парцијалних коефицијената**

#### **3.3.1. Аналитички поступак**

Са предложеним коефицијентима су горе приказани примери поново анализирани. Исти су контролисани како би се проверила разлика у димензијама између темеља прорачунатих према различитим једначинама и износима ПК, а чија је приближност била полазна хипотеза. Резултати упоређења ширине темеља димензионираних према предложеним ПК ( $\gamma_\phi = \gamma_c = 1,40$ ) у будућем Анексу ЕК 7 (који су у табелама означени са В NA) и према „Правилнику” (у истим записани као В П90) су приказани у следећем низу табела:

**Табела 23 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 1**

VGk=400 kN				VQk=0 kN								
φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	3,75	3,65	1,4	2,2	2,45	1,4	1,7	1,9	1,4	1,45	1,6
25	1,4	2,05	1,9	1,4	1,5	1,5	1,4	1,2	1,25	1,4	1,05	1,1
35	1,4	1,2	1,05	1,4	0,95	0,9	1,4	0,8	0,8	1,4	0,75	0,7

**Табела 24 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 2**

VGk=600 kN				VQk=0					
φ	γ <sub>φ</sub> =γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	B NA	B П90	B NA	B П90	B NA	B П90
15	1,4	4,45	4,35	2,7	3	2,05	2,35	1,75	2
25	1,4	2,4	2,3	1,8	1,8	1,45	1,55	1,25	1,35
35	1,4	1,45	1,3	1,15	1,1	1	0,95	0,9	0,85

**Табела 25 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 3**

VGk=600 kN				VQk=200					
φ	γ <sub>φ</sub> =γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	B NA	B П90	B NA	B П90	B NA	B П90
15	1,4	5,05	4,95	3,1	3,45	2,4	2,75	2,05	2,35
25	1,4	2,75	2,65	2,05	2,15	1,7	1,8	1,5	1,6
35	1,4	1,65	1,5	1,35	1,3	1,15	1,15	1,05	1

У приказаним случајевима присуства искључиво вертикалиих спла може се приметити да су, у тлу без кохезије, димеизије темеља прорачунатих према предложеним вредностима за ијаису веће од В прорачунатих по „Правилику”. Само у ретким случајевима разлика достиже 15 см, а најчешће је 10 см. Ова сагледавање се мења прсликом појаве с када се уочавају два „стања”. Код тла са углом трења 15°, чпје је значење у практичним условима дискутабилио, димеизије према Аиексу су мање за око 30 см од В према „Правилику”. У свим осталим условима тла разлике између темеља, уколико уопште постоје, износе ±5 см.

**Табела 26 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 4**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN												
φ	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	5,5	5,5	1,4	3,4	3,85	1,4	2,65	3,1	1,4	2,1	2,65
25	1,4	3,05	2,95	1,4	2,25	2,4	1,4	1,9	2,05	1,4	1,65	1,8
35	1,4	1,85	1,7	1,4	1,45	1,45	1,4	1,25	1,3	1,4	1,15	1,15

**Табела 27 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 5**

VGk=600 kN VQk=200 kN HQk=100 kN

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	5,55	5,6	1,4	3,45	3,95	1,4	2,7	3,15	1,4	2,25	2,65
25	1,4	3,05	3	1,4	2,3	2,45	1,4	1,9	2,05	1,4	1,65	1,85
35	1,4	1,85	1,75	1,4	1,5	1,5	1,4	1,3	1,3	1,4	1,15	1,2

**Табела 28 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 6**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=200 kN

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	6	6,15	1,4	3,75	4,35	1,4	2,9	3,5	1,4	2,45	3
25	1,4	3,35	3,4	1,4	2,5	2,75	1,4	2,1	2,35	1,4	1,8	2,05
35	1,4	2,05	1,95	1,4	1,65	1,7	1,4	1,4	1,5	1,4	1,25	1,35

У ирнказаннм случајевима ирисуства вертикалних и хоризонталних сила може се ирнметити да се у тлу без с днмензије темеља прорачунатих ирема Анексу и „Правилнику” разликују у домену ± 15 cm. Наведена констатација се донекле може иресликати и за услове без хоризонталних сила. Када у тлу иостојн и кохезија, онда је В према Анексу најчешће мање од В П90, односно од В прорачунатих према „Правилнику”. У таквим условима се, а нарочито код оних тла са бољим иараметрима смичуће чврстоће, могу уочити и изједначавања димензија. Овим се најочигледније може видети да изворно предложене вредности у Еврокоду 7 нису одговарајуће за наше услове, јер би усвајање тамошњих у износу од 1,25 довело до још мањих димензија темеља. Тиме би разлике између димензија темеља биле још веће, или би се чак јавиле и тамо где их сада уопште нема.

**Табела 29 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 7**

VGk=600 kN VQk=200 kN MGk=100 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	5,2	5,05	1,4	3,25	3,6	1,4	2,55	2,9	1,4	2,2	2,5
25	1,4	2,9	2,75	1,4	2,2	2,25	1,4	1,85	1,95	1,4	1,65	1,75
35	1,4	1,8	1,65	1,4	1,5	1,4	1,4	1,3	1,25	1,4	1,2	1,15



**Табела 30 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 8**

VGk=600 kN VQk=200 kN MGk=200 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	5,3	5,2	1,4	3,4	3,75	1,4	2,7	3,05	1,4	2,35	2,65
25	1,4	3,05	2,9	1,4	2,35	2,4	1,4	2	2,1	1,4	1,8	1,85
35	1,4	1,95	1,75	1,4	1,65	1,55	1,4	1,5	1,4	1,4	1,35	1,3

У ПС 7 и 8 може се приметити да су у тлу без кохезије димензије темеља прорачунатих према Анексу веће од оних добијених према „Правилнику”. Слично као и када су третиране само вертикалне силе, разлика најчешће износи до 15 см. Када се у тлу јавља и кохезија, онда је код тла са слабијим особинама В према Анексу најчешће мање од оних према „Правилнику”. Али, у условима тла са бољим ПСО разлике су незнатне и крећу се у домену ±5-10 см, што је сасвим толерантно. Овим се ипак може потврдити да су предложени ПК у износу од 1,40 прихватљиви и одговарајући за наш регион, јер је разлика између досадашњих и будућих димензија у било којим условима тла, а у до сада обрађеним случајевима оштећења, у незнатном одступању. Генерална сличност између димензија је веома значајна не само са теоретског, већ и прагматичног аспекта када темеље буду прорачунавали инжењери који, највероватније, неће имати увид у разлоге усвајања ових износа ПК. Ипак, они ће континуираном радом и упоређењем увидети да су предложени принципи о приближно истим димензијама, што је била и једна од хипотеза у овом истраживању. Очекује се да ће их овај налаз охрабрити и убудуће раду и прихватања ЕК 7.

**Табела 31 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 9**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kNm MGk=100 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	5,65	5,6	1,4	3,55	4	1,4	2,8	3,25	1,4	2,4	2,75
25	1,4	3,15	3,1	1,4	2,4	2,55	1,4	2,05	2,2	1,4	1,8	1,95
35	1,4	2	1,85	1,4	1,65	1,6	1,4	1,45	1,4	1,4	1,3	1,3

**Табела 32 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 10**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kNm MGk=200 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>φ</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	5,75	5,7	1,4	3,7	4,1	1,4	2,95	3,35	1,4	2,55	2,9
25	1,4	3,3	3,2	1,4	2,55	2,65	1,4	2,2	2,3	1,4	1,95	2,05
35	1,4	2,15	1,95	1,4	1,8	1,7	1,4	1,6	1,55	1,4	1,45	1,4

**Табела 33 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 11**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kNm MGk=200 kNm MQk=100 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90	γ <sub>c</sub>	B NA	B П90
15	1,4	5,85	5,8	1,4	3,85	4,25	1,4	3,1	3,5	1,4	2,7	3,05
25	1,4	3,45	3,35	1,4	2,7	2,8	1,4	2,35	2,45	1,4	2,1	2,2
35	1,4	2,3	2,1	1,4	1,95	1,85	1,4	1,75	1,7	1,4	1,65	1,6

**Табела 34 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 12**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN HQk=50 kN MGk=200 kNm MQk=100 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%]	B NA	B П90	Δ [%]	B NA	B П90	Δ [%]	B NA	B П90	Δ [%]
15	6,10	6,15	-0,81	4,00	4,50	-11,11	3,25	3,65	-10,96	2,80	3,20	-12,50
25	3,60	3,55	1,41	2,85	2,95	-3,39	2,45	2,60	-5,77	2,20	2,35	-6,38
35	2,40	2,25	6,67	2,05	2,00	2,50	1,85	1,80	2,78	1,70	1,70	0,00
Средње Δ [%]			2,42			-4,00			-4,65			-6,29
Укупно средње Δ [%]			-3,13									

**Табела 35 Упоредње ширине темеља за прорачунски случај 13**

VGk=600 kN VQk=200 kN HGk=100 kN HQk=100 kN MGk=200kNm MQk=100 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%]	B NA	B П90	Δ [%]	B NA	B П90	Δ [%]	B NA	B П90	Δ [%]
15	6,35	6,50	-2,31	4,15	4,70	-11,70	3,35	3,85	-12,99	2,95	3,40	-13,24
25	3,80	3,75	1,33	2,95	3,15	-6,35	2,55	2,75	-7,27	2,30	2,50	-8,00
35	2,50	2,40	4,17	2,15	2,10	2,38	1,95	1,95	0,00	1,80	1,80	0,00
Средње Δ [%]			1,06			-5,22			-6,75			-7,08
Укупно средње Δ [%]			-4,50									

Из наведених резултата прорачуна темеља у неким општим случајевима оптерећења, када су присутне различите силе и моменти, такође се може приметити да постоји изразита сличност између димензија темеља. Ово нарочито долази до изражаја код тла са бољим ПСО где се неретко може констатовати и идентичност, што важи и при одсуству кохезије. Подударане се дугује незнатном разликом између прорачунатих и усвојених ПК за наведена тла. Максимална разлика прелази ± 10 % само у екстремним случајевима, тј. када је доминантно присуство хоризонталних сила и/или када се прорачунати потребни γ<sub>c</sub> прилично разликује од усвојеног, а то је када је угао трења мали, па је утицај ПК на њега слаб. Са порастом кохезије долази и до смањења наведених

разлика. Из задње две табеле, које одговарају неким општим условима када су присутне и трајне и повремене вертикалне и хоризонталне силе и нападни моментни, може се видети да је средња разлика између димензија темеља добијених по Правилнику и по предложеном Анексу у истим условима подлоге и оптерећења мања од 5 %, што је, практично гледано, сасвим прихватљиво. Још више, максималне разлике се јављају код темеља на слабој основи. Она би се у пракси, сасвим извесно, заменила бољим тлом, које би по параметрима било негде у рангу између 25-35° и адекватном кохезијом. У таквим условима су разлике између димензија темеља минималне или и не постоје, тако да ова одступања нису забрињавајућа.

### *3.3.2. Моделирање у програму заснованом на методи коначних елемената*

Осим предложеним поступком урађен је и покушај да се верификација изврши и применом методе коначног елемента (МКЕ). Један од најшире прихваћених и коришћених програма специјализованог за геотехнику је холандски PLAXIS. Ои нуде могућност примене две врсте прорачуна: равнинско стање и аксијално-симетрично. Оба имају својеврсне предности и ограничења која се могу сагледати управо код плитких темеља. Наиме, уколико се разматрају тракасти темељи, онда се успешно може применити опција моделирања у равнинским условима, јер су условни оптерећења и тла исти у подужном правцу, што не може дати реалне резултате код темеља-самаца који захватају малу површину (De Vos & Whenham, 2006). Наиме, код њих је прикладнији аксијално-симетрични модел због погодности симулирања услова оптерећења и темељне конструкције, који се код овог истраживања може успешно применити јер се, како је познато, ради на темељима са квадратном осивом. Оно што је одређено ограничење самог PLAXIS-а је мали број могућих оптерећења и њихове врсте: омогућено је наношење само по две силе и два равномерно распредељена оптерећења (PLAXIS, 2002). Њихов смер се може подесити, али како је у анализи темеља-самаца веродостојна примена аксијално-симетричног модела, наношење хоризонталне или косе силе истовремено претпоставља да иста делује свуда (посматрано ротационо), па би се иста поништила. Зато се њен утицај не може одредити, па се због наведених разлога ограничења анализирају и разматрају резултати из моделирања темеља који центрично преносе само вертикалну силу.

С обзиром да се примењује аксијално-симетричан проблем, што подразумева кружне површине, на почетку је неопходно прорачунати пречник еквивалентне површине којом ће се квадратни темељ моделирати. Како је темељ аксијално оптерећен, онда се радијус еквивалентне површине одређује из услова да површина квадратног темеља буде једнака површини кружног темеља. Тиме је омогућено уношење геометријских и материјалних карактеристика разматраног пресека: тло, темељ, оптерећење итд., што је стандардна процедура у софтверу. При том, материјалне карактеристике се задају у изворном облику, тј. са карактеристичним вредностима. Уношење параметара без редукције је,

уосталом, и немновно уколнко се ради и прорачун деформација, а што је стандардни поступак у МКЕ, јер Еврокод 7 захтева да се приликом њиховог одређивања примењују нефакторирани параметри тла. Након генерисања мреже коначних елемената приступа се и прорачуну почетних напона у тлу (пре „извођења” темеља и наношења оптерећења), после чега следи фаза прорачуна. У њему се задаје темељ и притисак који делује на њега. Оптерећење одговара вредности која се добија поделом факторираних сила и одговарајуће површине темеља. У оваквим условима се прелази ка прорачуну ултимативног стања када се проводи тзв.  $\phi/c$ -редукција којом се ПСО континуално једнако снижују до степена када настаје лом, или се губи равнотежа. Овај поступак уједно представља и одређивање износа ПК за ПСО. За све анализирани темеље разматрани су различити услови тла, како је рађено и у горњим редовима, да би се из њих прорачунао средњи ПК. Резултати су дати у следећим табелама, где су В и R страна темеља и еквивалентни радијус кружне површине којом је квадратни темељ моделиран, а FS је отчитани фактор редукције достигнут у анализама са PLAXIS-ом. Њиме су ПСО редуковани да би се постигло гранично стање носивости (прилог 4). У табелама се јасно може уочити подударање просечних вредности са предложеним у износу од 1,40, са којима је и вршен прорачун. Овај закључак је не само значајан и охрабрујући за будућност моделирања у МКЕ, већ и потврђује исправност како поступка и методологије прорачуна, тако и предложених вредности ПК параметара смичуће отпорности.

**Табела 36 Одређивање ПК за ПСО у PLAXIS–у за прорачунски случај 1**

VGk=400 kN      VQk=0 kN

$\phi$	FS	B	R	FS	B	R	FS	B	R	Средње FS
15	1,322	2,45	1,38	1,456	1,9	1,07	1,528	1,6	0,9	1,435
25	1,251	1,5	0,85	1,364	1,25	0,71	1,444	1,1	0,62	1,353
35	1,241	0,9	0,51	1,341	0,8	0,45	1,383	0,7	0,39	1,322
Средње FS	1,27			1,39			1,45			1,37
Укупно средње FS			1,37							

**Табела 37 Одређивање ПК за ПСО у PLAXIS–у за прорачунски случај 2**

VGk=600 kN      VQk=0 kN

$\phi$	FS	B	R	FS	B	R	FS	B	R	Средње FS
15	1,348	3	1,69	1,484	2,35	1,33	1,569	2	1,13	1,467
25	1,255	1,8	1,02	1,384	1,55	0,87	1,445	1,35	0,76	1,361
35	1,252	1,1	0,62	1,342	0,95	0,54	1,394	0,85	0,48	1,329
Средње FS	1,29			1,40			1,47			1,386
Укупно средње FS			1,39							

**Табела 38** Одређивање ПК за ПСО у PLAXIS–у за прорачунски случај 3

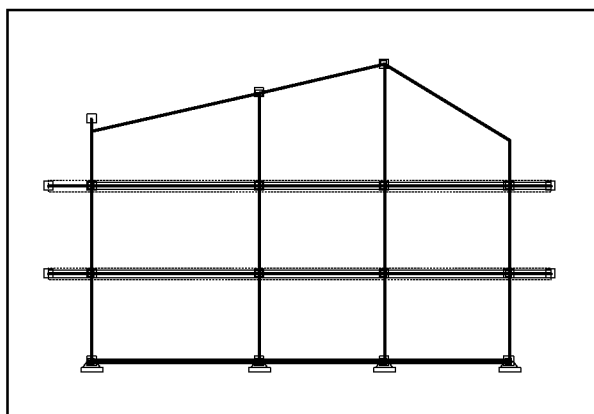
VGk=600 kN VQk=200 kN

φ	FS	B	R	FS	B	R	FS	B	R	Средње FS
15	1,353	3,45	1,95	1,503	2,75	1,55	1,594	2,35	1,33	1,483
25	1,298	2,15	1,21	1,399	1,8	1,02	1,472	1,6	0,9	1,39
35	1,285	1,3	0,73	1,375	1,15	0,65	1,401	1	0,56	1,354
Средње FS	1,31			1,43			1,49			1,409
Укупно средње FS			1,41							

### 3.3.3. Објекти из праксе

Осим приказаним нумеричким контролама, иреиоручени ПК су испитани и на конкретним примерима из праксе. Наиме, из карактеристичних анализа горње конструкције објекта из високоградње - индивидуални и колективни стамбени објекти, спортска хала и мост, иреузете су статичке величине које стубови преносе на темељну конструкцију: аксијалне силе, трансверзалне силе и нападни моменти од сталних и корисних оптерећења које су исписане изнад табела. Третирани објекти су случајно одабрани из представника рутински и уобичајено извођених конструкција у региону. Претиостављено је да су објекти фундирани у иста тла која су третирана и претходно:  $\phi=15-35^\circ$ , а  $c=0-30$  kPa. Најпре су одређиване димензије темеља према „Правилнику” (што је у доњим табелама означено са В П90) применом минимално преиоручених ПК (1,20 за трење и 2,00 за кохезију), а затим и према усвојеним ПП и ПК (у табелама означено са В NA). Добијене вредности су неосредно упоређиване, а разлике су изражаване у [%] и [cm]. Из њих је на крају одређивана средња вредност њиховог одступања.

Разматрани индивидуални стамбени објекат налази у скоиском насељу Трнодол и тиа је П+1+Пк. Статички прорачун је урађен на Катедри за техничку механику и отпорност материјала на Грађевинском факултету у Скопљу, ири чему је коришћен програм TOWER. Карактеристични рам је дат на доњој слици.



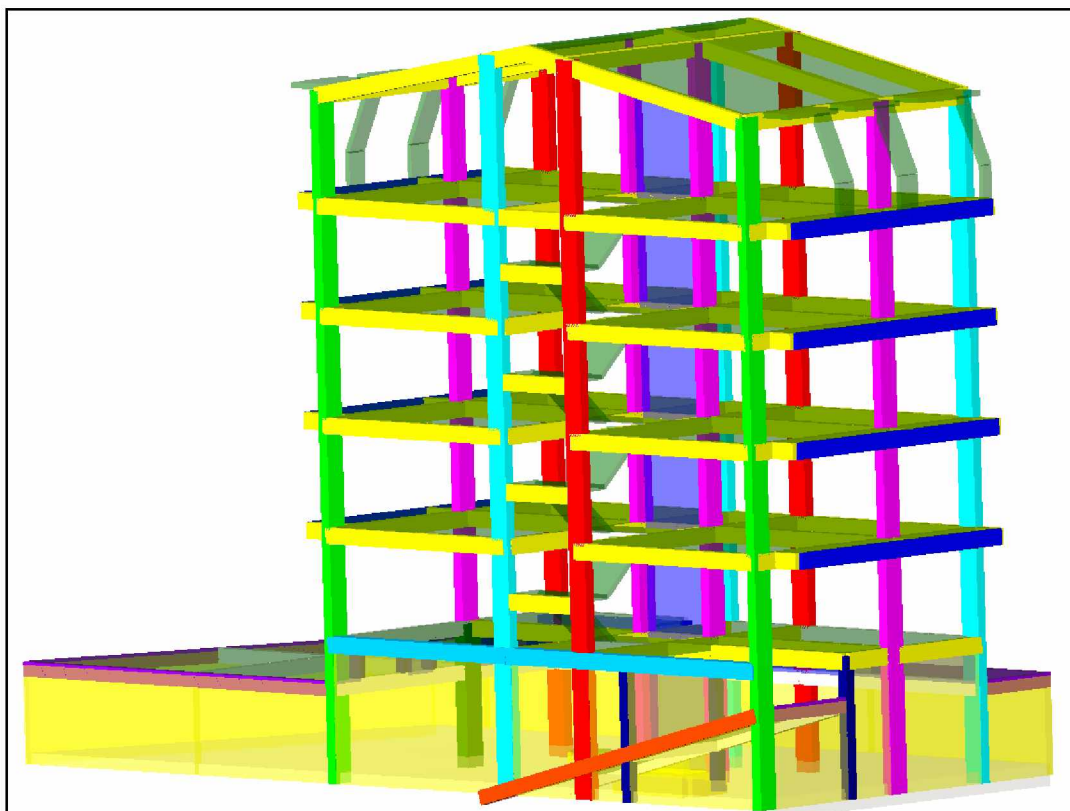
**Слика 21** Карактеристични рам индивидуалног стамбеног објекта

**Табела 39 Упоређење ширине темеља за индивидуални стамбени објекат**

VGk=400 kN VQk=50 kN HGk=10 kN HQk=10 kN MGk=20 kNm MQk=10 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]
15	4,20	4,15	1,20 +5	2,50	2,80	-10,71 -30	1,95	2,25	-13,33 -30	1,65	1,90	-13,16 -25
25	2,30	2,20	4,55 +10	1,70	1,75	-2,86 -5	1,40	1,50	-6,67 -10	1,25	1,30	-3,85 -5
35	1,40	1,25	12,00 +15	1,15	1,05	9,52 +10	1,00	0,95	5,26 +5	0,90	0,90	0,00 0
Средње Δ [%; cm]			5,92 +10			-1,35 -8,33			-4,91 -11,67			-5,67 -10
Укупно средње Δ [%; cm]			-1,50	-5	[+2,5]							

Колективни стамбени објекат По+П+3+Пк налази се у непосредној близини Грађевинског факултета у Скопљу, а и његов статички прорачун је урађен софтвером TOWER на Катедри за техничку механику и отпорност материјала.



**Слика 22 Математички модел колективног стамбеног објекта**

**Табела 40 Упоређење ширине темеља за колективни стамбени објекат**

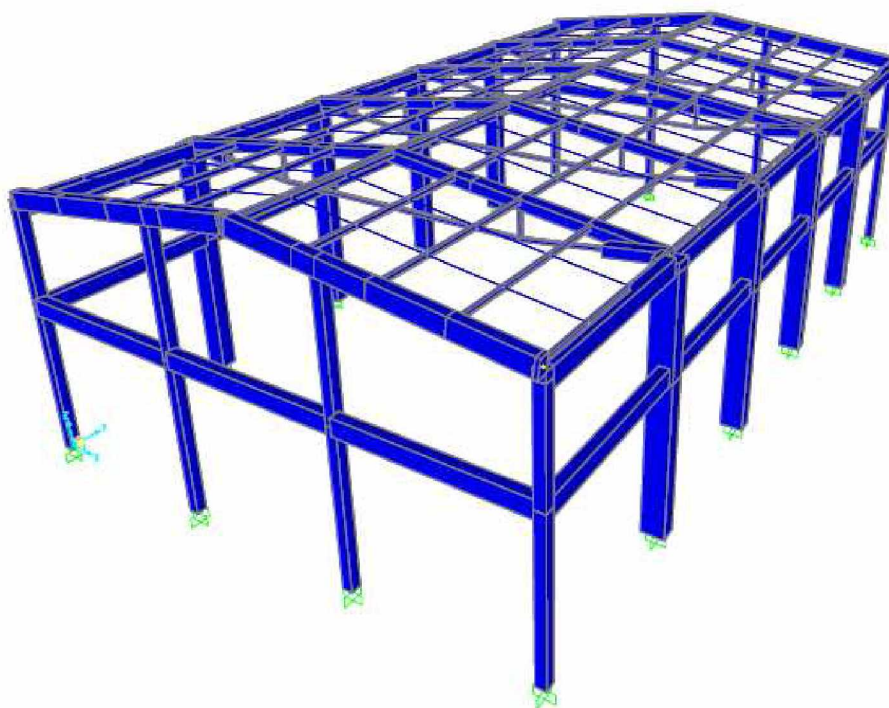
VGk=800 kN VQk=100 kN HGk=30 kN HQk=5 kN MGk=20 kNm MQk=10 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]
15	5,50	5,45	0,92 +5	3,40	3,85	-11,7 -45	2,65	3,10	-14,52 -45	2,25	2,65	-15,1 -40
25	3,05	2,95	3,39 +10	2,30	2,40	-4,17 -10	1,90	2,05	-7,32 -15	1,65	1,80	-8,33 -15
35	1,85	1,70	8,82 +15	1,50	1,45	3,45 +5	1,30	1,30	0,00 0	1,15	1,15	0,00 0
Средње Δ [%; cm]			4,38 +10			-4,14 -16,7			-7,28 -20			-7,81 -18,3
Укупно средње Δ [%; cm]			-3,71	-11,25	[-1,25]							

Дакле, у колони означеној са „Δ [%] [cm]” у горњем реду дата су одступања у [%], а у доњем у [cm]. У реду „Укупно средње Δ [%; cm]” редоследно су приказане укупне средње вредности у [%], [cm], као и варијанта када се из разматрања искључе слаба тла [cm]. Како је већ било констатовано првобитно верификације аналитичким поступком, преко ових примера се може уочити да је највећа разлика између димензија темеља у условима слабог тла. Али, тада се, како је раније наведено, практично реализује или побољшање тла или замена тла или, пак, предлаже промена типа темеља или фундација, уколико већ и прорачун слегања, који се мора реализовати првобитно димензионарања темељне конструкције, не покаже потребу од повећања темеља. У свим осталим условима разлика минимално осцилује, или не постоји. Наиме, када се разматра тло без кохезије, онда су димензије темеља прорачунате према предлогу мало веће од оних одређених према „Правилнику”. Ово се, опет, дугује нешто већем усвојеном ПК од потребног за трење. Када је тло са релативно добрим параметрима, онда су димензије према предлогу за нијансу ниже од оних према „Правилнику”, док се код тла са веома добрим карактеристикама готово и не јављају одступања између димензија. У задње наведеним условима ће се, очекивано, наћи и темељи након побољшања или замене слабог тла.

У оквиру акционог плана Владе Републике Македоније „100 спортске сале за основне и средње школе”, Катедра за бетонске и дрвене конструкције и мостове и Катедра за челичне конструкције са Грађевинског факултета у Скопљу су израдиле пројекте за четири типске спортске сале. Прорачун је урађен у програму SAP2000 из којег су преузете карактеристичне вредности унутрашњих статичких величина.





Слика 23 Математички модел спортске сале

У продужетку је дато упоређење ширине темеља за овај случај, где је поново уочљив висок степен подударана димензија код тла са повољним особинама. Приметно је да је код већине темеља разлика између димензија тек 5-10 cm.

Табела 41 Упоређење ширине темеља за спортску салу (крајњи рам)

VGk=600 kN VQk=80 kN HGk=50 kN HQk=10 kN MGk=100kNm MQk=20 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]
15	5,20	5,10	1,96 +10	3,25	3,60	-9,72 -35	2,60	2,90	-10,34 -30	2,20	2,50	-12,0 -30
25	2,95	2,80	5,36 +15	2,25	2,30	-2,17 -5	1,90	2,00	-5,00 -10	1,70	1,80	-5,56 -10
35	1,85	1,70	8,82 +15	1,55	1,50	3,33 +5	1,35	1,35	0,00 0	1,25	1,25	0,00 0
Средње Δ [%; cm]			5,38 +13,3			-2,85 -11,7			-5,11 -13,3			-5,85 -13,3
Укупно средње Δ [%; cm]			-2,11 -6,25 [+1,25]									

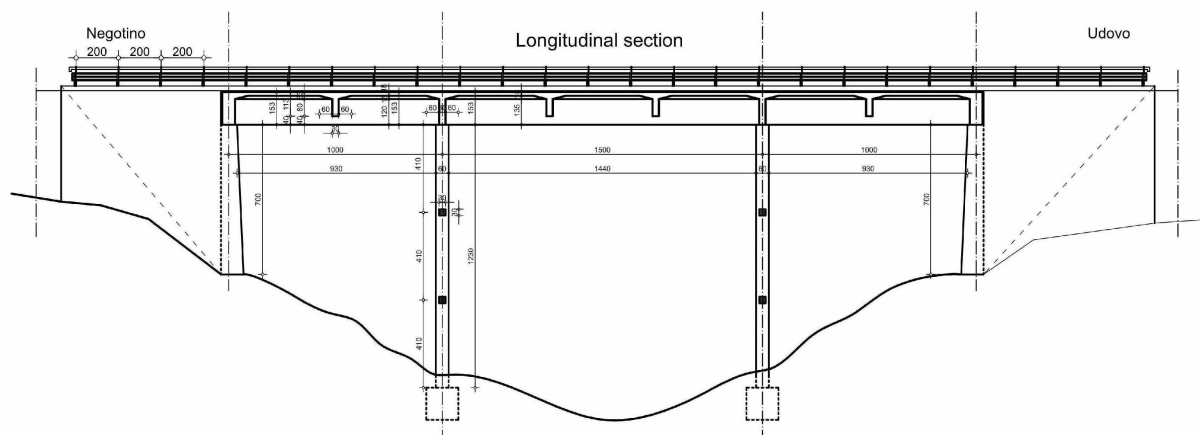


**Табела 42 Упоређење ширине темеља за спортску салу (средњи рам)**

VGk=750 kN VQk=100 kN HGk=120 kN HQk=30 kN MGk=300 kNm MQk=50 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]
15	6,20	6,20	0,00 0	4,10	4,55	-9,89 -45	3,30	3,70	-10,81 -40	2,90	3,25	-10,8 -35
25	3,70	3,60	2,78 +10	2,90	3,05	-4,92 -15	2,50	2,65	-5,66 -15	2,25	2,40	-6,25 -15
35	2,45	2,30	6,52 +15	2,10	2,05	2,44 +5	1,90	1,85	2,70 +5	1,75	1,70	2,94 +5
Средње Δ [%; cm]			3,10 +8,33			-4,12 -18,33			-4,59 -16,67			-4,69 -15
Укупно средње Δ [%; cm]			-2,58 -10,42 [-0,62]									

Даље следи упоређење ширине темеља код средњег стуба постојећег моста Б124, km 151+613 на аутопуту Е75, деоница Неготино-Удово. Горња конструкција овог вијадукта је санирана 2007-2008. године, за које потребе је Катедра за бетонске и дрвене конструкције и мостове са Грађевинског факултета у Скопљу извршила анализе софтвером SAP2000. Из табеларно приказаних резултата димензија темеља, такође се може приметити њихова изразита сличност, што указује да се усвојени ПП и ПК једнако успешно могу применити и у условима великих оптерећења.



**Слика 24 Подужни пресек анализираниог моста Б124, km 151+613**

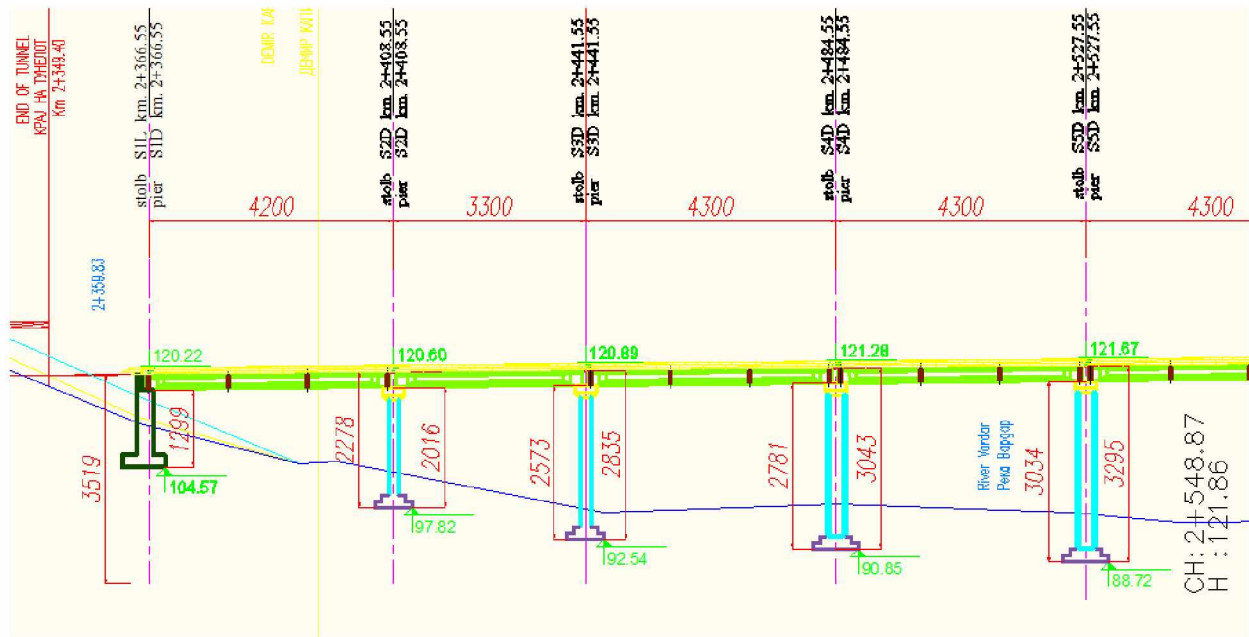
**Табела 43 Упоредње ширине темеља за постојећи армиранобетонски мост**

MGk=40

VGk=1500 kN VQk=400 kN HGk=0 kN HQk=0 kN kNm MQk=400 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]
15	7,40	7,25	2,07 +15	4,95	5,45	-9,17 -50	3,95	4,50	-12,22 -55	3,40	3,90	-12,8 -50
25	4,25	4,10	3,66 +15	3,35	3,45	-2,90 -10	2,85	3,05	-6,56 -20	2,55	2,75	-7,27 -20
35	2,70	2,50	8,00 +20	2,30	2,20	4,55 +10	2,05	2,00	2,50 +5	1,85	1,85	0,00 0
Средње Δ [%; cm]			4,58 +16,67			-2,51 -16,67			-5,43 -23,33			-6,70 -23,3
Укупно средње Δ [%; cm]			-2,51 -11,67 [0]									

На новој деоници Коридора 10 од Демир Капије до Ђевђелије пројектован је већи број мостова. Поједини се већ граде, међу којима је и мост Б2 преко реке Вардар, km 2+684.55, формиран од 16 распона савладаних простим гредама од преднапрегнутог бетона.



**Слика 25 Део подужног пресека моста Б2, km 2+684.55**

Према статичкој анализи, највећа а уједно и изузетно велика оптерећења прима стуб S2. Међутим, ширу околину моста одликују повољни геотехнички услови, па су за упоређење темеља третирана само тла са веома добрим карактеристикама. Као што се може видети из табеле, разлике у димензијама се налазе у сасвим прихватљивом домену одступања.

**Табела 44 Упоређење ширине темеља за нови мост од преднапрегнутог бетона**

VGk=20000 kN VQk=0 kN HGk=0 kN HQk=0 kN MGk=0 kNm MQk=13000 kNm

φ	c=0 kPa			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]	B NA	B П90	Δ [%] [cm]
35	6,95	6,55	6,11 +40	6,30	6,15	2,44 +15	5,80	5,80	0,00 0	5,40	5,50	-1,82 -10
Укупно средње Δ [%; cm]			1,68 11,25									

У свим анализираним случајевима, који представљају случајан избор примера из праксе у високоградњи, где темељи самци имају примену, уочава се готово једнако средње одступање које најчешће износи 2-2,50 %, што је, изражено у димензијама темеља, мање од 9 cm. Још један доказ се поседује када се из упоређења искључе дискутабилни и оспоравани случајевни фундарања, тј. када је угао трења 15 степени, у којим условима је ионако мала просечна разлика у димензијама темеља практично занемарљива. Тада је укупно просечна разлика мања од 1 cm, што у практичним условима нема апсолутно никаквог значења. Наиме, слично раније анализираним условима и објектима, код тла са добрим карактеристикама, као и код оних без кохезије, приметна је мала разлика између димензија, док је код слабијих иста нешто израженија.

### 3.4. Парцијали закључак

Горе описаним сагледавањима успешно се показује да се приказаном методологијом и начином задржава постојећи доказани степен сигурности конструкције, а успешно уводи прорачун по Еврокоду 7. До оваквог закључка се може доћи управо захваљујући избором прорачунског поступка 3 и усвајањем парцијалних коефицијената за тангенс угла трења и кохезију у износу од 1,40.

Одабир ПП 3, такође, дугује се истом оцу тј. аутору једначина за прорачун дозвољене носивости датих у Еврокоду 7 и „Правилнику”: Јергену Бринчу Хансену. Уосталом, скандинавске земље, а и још неке друге које су пре увођења еврокодова вршиле прорачун носивости према једначини Бринча Хансена, одлучиле су се да прорачун носивости сагласно Еврокоду 7 врше управо према трећем прорачунском поступку. Ипак, како би прорачун био комплетан, али и

одбациле одређене критике које се неретко упућују предложеној једначини у ЕК7, приликом следеће ревизије Еврокода 7, треба бити до краја доследан њеном аутору и усвојити облик који је он изворно и предложио. Један од основних разлога лежи у чињеници да је у њему, поред осталих, присутан (а у предложеној ЕК 7 једначини: искључен) оспораван фактор дубине  $d$ , који је, са друге стране, присутан у једначини која је до сада била примењивана у региону, тј. у „Правилнику”.

Усвајање ПК у износу од 1,40 треба пропатити и подсећањем на поједина појашњења присутна у ЕК 7-1. Иако, у примедби 2 на 2.4.6.2(2)Р се наводи да се препорученим и предложеним вредностима у Анексу А обезбеђује минимални ниво сигурности конвенционалних конструкција, којима се, према 2.4.6.3(1), дозвољавају и одређене мале геометријске варијације. Исто је и у сагласности са проведеним истраживањем где су такође примењене минималне вредности ПК, али, свакако, пројектант може применити и веће вредности. У случају великог ризика или неубичајених услова тла или оптерећења, сагласно 2.4.7.1(4), могу се усвојити строже вредности. За привремене конструкције или променљиве прорачунске ситуације, према 2.4.7.1(5), могу се применити и ниже вредности.

Иначе, ако се помноже средња вредност ових усвојених ПК (1,40) и тежинска средња вредност ПК за дејства (око 1,40), добија се износ 1,96. Иста се вредност добија и ако се међусобно помноже усвојени ПК за материјале (1,40), што је веома близу производу изворно предложених ПК (у износу од 1,25 и 1,6) тј. 2. Ова цифра је, уједно, и доња граница за глобални фактор сигурности приликом прорачуна носивости према таквим поступцима који су примењивани у појединим европским државама. Једнакост производа новоусвојених ПК и раније присутног глобалног фактора сигурности је, подсетимо, био једна од хипотеза у овом истраживању.

У тачки 3.3.6(4)Р стоји још један важан принцип: вредности параметара ефективне чврстоће смицања  $c'$  и  $\tan \varphi'$  треба узети као константне само у оквиру напона за који су исти опредељени. Ова сугестија представља уједно и увод у доле наведено.

У Еврокоду 0 (6.3.2(4)) се скреће пажња „нелинеарној анализи”, али са аспекта малог повећања неког улазног параметра и драстичног раста одговарајућег излазног попут дејства и ефекта. Ово можда и због тога што је наношење парцијалних коефицијената у условима присутне нелинеарности посебан изазов (Smith and Gilbert, 2011b). Притом, не обраћа се пажња на сличан такав однос између чврстоће и отпора. Иако, код тла је ово запажање најистакнутије јер се чврстоћа дугује главно трењу, а и у функцији је од нормалног напона. Тако, она није константна, већ је зависност нелинеарна, па ова диспропорционалност долази до изражаја управо код угла трења и фактора носивости (Simpson, 2008). Зато је пре потребно да се редукује угао неголи отпор, односно носивост, што се чини у ПП 3. У њему се, такође, и силе факторишу и то пре почетка прорачуна, како би се избегло евентуално њихово

међусобно поништење или добли резултат кој би водил ка несигурној конструкцији.

Изузетна сличност између димензија код тла без кохезије и усвајање ПК веома сличном потребном како би димензије прорачунате по „Правилнику” и по Анексу биле блиске, отвара могућност да се анализе врше и притоком нелинеарног описа смичуће отпорности тла. Међу њима се по посебности нарочито истиче она хиперболичног типа када се чврстоћа интерпретира само преко променљивог угла смичуће чврстоће (без кохезије!) кој је у функцији од нормалног напона.

Карактеристично је да се у највећем броју случајева по ПП 3 добијају највеће потребне димензије темеља (Ott, 2002; Ott, 2005b). Ова констатација је уочена и потврђена са готово свим истраживањима и анализама проведеним за израду националних анекса, а додује се додавањем ПК оптерећењима са конструкције. Иако се чини да су неке од нових димензија за нијансу мање од ранијих, што се може тумачити као притог економичнијем димензионарању у региону, треба указати на то да се на овај начин достиже вредност која је у рангу оних прорачунатих према различитим поступцима. Тачније: између највеће добијене по прорачунским поступцима и оне постигнуте према „Правилнику”. Иаведено сагледавање упућује да у ПП 3 постоји за нијансу већи степен сигурности у односу на остале приступе. Ова констатација је одговарајућа са аспекта фундарања јер темељ остаје сакривен у земљи и испод објекта тако да немамо никакав директни визуелни увид у његово понашање и развој деформација, па се евентуална оштећења не могу сагледати. Тачније, познато да нешто није у реду са темељима упућује горња конструкција, када су штете већ многоструко веће. С тога је питање оправданости присућног степена сигурности у поступку 3 излишно. Такође, ПП 3 у многоме налик је димензионарању горње конструкције, јер се и код ње факторизишу спле и материјални, што пружа конзистентност у пројектовању ње и темеља, те је, свакако, од изузетног значаја за пројектанте. Иако, увођење ПП 2\*, где већ постоји неконзистентност између приступа прорачуна дозвољене носивости и клизања (Simpson, 2008a), отворило би неслагање и између начина пројектовања горње и темељне конструкције. Стање би се само погоршало када се подсети да се према поступку 2\* добијају најмање вредности димензија које би у многоме одскакале од оних до сада усвајаних и извођених. Уколико се не узму предложење ПП и ПК, притоком, нпр., димензионарања и извођења проширења постојећег објекта добли би се темељи далеко мањи од постојећих. Ово ће створити велику забуну код инжењера, а сигурно и изазвати оправдан страх и неповерење према ЕК уопште. Други крајњи случај, са којим су се сретле поједине земље из ЕУ (и из западног и из источног дела), је да ће, користећи нове поступке прорачуна, бити потребно појачавати већ постојећу и дуги низ деценија коришћену конструкцију. Ипак, искуства и перспекција показују да су инжењери из тих земаља стекли поверење и постигли конзистентност са ЕК 7 (Ott et al., 2011).

Још једну потврду можемо наћи у још увек важећим прописима за армиран бетон, као материјал од кога се најчешће израђује темељ. Тамо се гранична деформација за бетон у темељу, уместо на 3,50 ‰, ограничава и спушта на 2,00 ‰, управо из разлога недоступности и немогућности за увиђај на темељу.

Имајући у виду да се метода коначног елемента, која нуди изузетне могућности за пројектовање, све више рутински примењује у пракси, разумљиво је да се очекује да се прорачун сагласно еврокодима може лако изводити у њој. Али, еврокодови су развијани у смеру граничног стања лома, а не како би се могао примењивати МКЕ. Ипак, остваривање наведеног је у геотехници могуће само ако се факторишу улазни параметри, попут чврстоће тла, или резултати анализе, као што су нападни моменти и излазне силе. Првонаведено се чини управо у ПП 3, што омогућава да се исти са успехом користи у софтверу базираном на МКЕ. Притом, редукција ПСО може се извршити било на почетку или крају анализе (Potts, 2011), али ће се у обе варијанте добити исти резултат код примене Мор-Кулоновог закона (Zdravković, 2011), који је, иако са бројним недостацима, још увек највише коришћен од стране инжењера.

Може се рећи и да је узимање већих вредности за ПК више одговара досадашњем степену сигурности јер су у горе приказаним анализама примењивани минимални коефицијенти препоручени у „Правилнику”. Али, Анекс их, за разлику од њега, не дискриминише. Ипак, имајући у виду да се ПСО опредељују из истог испитивања, али и могућност истовремене једнаке редукције ПСО приликом примене у МКЕ, усвојени су ПК за ПСО у истом износу од 1,40. Њихов утицај није једнак на оба параметра, а још више код угла трења не врши равномерну редукцију, јер се ПК не примењује директно на угао, већ на тригонометријску функцију тангенс. Ово доводи до парадоксалне ситуације да се више снижују већи углови трења него мањи код којих су могуће последице критичније (на пр.: 35 → 26,5, 15 → 11). Ипак, предочава се да су препоручени ПК за акције (оптерећења) преузети из предлога у ЕК 7 што је, перспективно гледано, у правцу смањења разлика између ИА.

Досадашњи прорачун се односе само на исивост чије је наставак прорачун слегања и упоређење са дозвољеним. Како је већ описано, прорачун слегања се врши са нефакторисаним параметрима, јер су приликом провере SLS сви парцијални коефицијенти једнаки међусобно и износе 1,0. Ову праксу је такође установио Бринч Хансен још 1956. године. Распоред ПК по параметрима је погодан и са овог аспекта, али и из могућности њиховог добијања применом софтвера заснованог на методи коначних елемената. Све ово заједно даје пуно аргумената у корист прихватања прорачунског поступка 3 (а и предложених парцијалних коефицијената у износу од 1,40).

Међутим, по питању прорачуна слегања, односно по избору једначине за прорачун слегања, у Еврокоду 7 још увек не постоји сагласност, па је иста у Анексима наведена само информативно. Отежавајућа околиност је и то што нису

дефинисани и критеријуми и параметри употребљивости, а за чији је развој неопходно можда не толико искуство, колико богати и бројни подаци са различитих инжењерских објеката (Paikowsky, 2005). Ово ио чему, ипак, иостоји консензус је да уколико је носивост око три пута већа од реалног максималног напона (напон на контакту темељ-тло одређен преко нефакторираних сила), онда нема потребе од провере и прорачуна слегања, јер је тако темељ обезбеђен од евентуалних прекомерних слегања.

Из до сада наведеног може се наслутити да се у прорачунима неће анализирати недренирани услови, односно смичућа отпорност изражена преко недрениране кохезије. Ово из једноставног разлога што наш „Правилник” не прави јасну разлику између дренираних и недренираних услова, а и параметри у неконсолидовано-недренираним условима се у њему нигде не наводе. У прилог иде свакако и то што су недренирани услови одговарајући само у краткотрајним условима након којих долази до дисипације иорних иритисака, а што најчешће и практично није случај у високоградњи где илитки темељи имају најширу примену: овде се иста дешава већ током градње објекта. Недренирана чврстоћа, осим од трења, у највећој мери зависи од величине иорних иритисака, односно од претходне историје напона и путање оптерећења, тако да она није фундаментална особина тла већ само један од облика ионашања у специфичним напонско-деформационим условима. Она се треба очекивати у водозасићеном тлу ириликком земљотреса, али њих иокрива Еврокод 8 те исти нису од детаљнијег интереса за ово истраживање. Тако, имајући у виду да немамо искуства ио иитању иримене иараметара смичуће чврстоће у недренираним условима у прорачуну дозвољене носивости, чииило се да су отворена врата за ирихватање иреиорученог износа у ЕК 7-1. Међутим, након консултације објављених националних анекса те радова у часописима и на симпозијумима, иримећено је да су све земље коју су ирихватиле трећи прорачунски иоступак - одступиле од исте. Међу њима је и Данска, а занимљиво је да је тамо усвојена највиша: 1,80 (DK NA, 2010). Ова вредност је, као и у свим државама које нису ирихватиле изворно дату, иопут Финске, Шведске итд., образложена избегавањем историјски и емиријски уочених развијања великих консолидационих слегања, ироблематичне секундарне консолидације и пузања (ионово SLS ироблем) у случају иримене оне иредложене у Анексу А Еврокода 7 (Bergdahl, 2005).

## 4. КОМПАРАТИВНА СТУДИЈА ЗА ОДРЕЂИВАЊЕ ПРОРАЧУНСКОГ ПОСТУПКА И ПАРЦИЈАЛНИХ КОЕФИЦИЈЕНАТА ЗА СТАБИЛНОСТ КОСИНА

### 4.1. Избор одговарајућег поступка

#### 4.1.1. Основе прорачуна стабилности косина

Косине су конструкције које су изузетно често присутне у грађевинарству и рударству. Зато је разумљиво што се на њих ставља један од приоритета о избору одговарајућег прорачунског поступка и парцијалних коефицијената приликом израде Националног анекса Еврокоду 7. Исте су се до сада пројектовале и анализирале сагласно доказаним методама базираним на глобалном фактору сигурности. Једна од најпопуларнијих метода за прорачун њихове стабилности по граничној равнотежи је свакако Бишопова, која је, поред осталих бројних повољности и предности, нарочито прихватљива и са аспекта Еврокода 7 (Simpson & Driscoll, 1997). Сагласно њој, интерактивни прорачун се спроводи према следећој једначини:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi'] \cdot m_\alpha}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \quad (4-1)$$

где је

$$m_\alpha = \frac{1/\cos \alpha}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s} \quad (4-2)$$

Преостале методе се међусобно највише разликују по питању начина третирања межуламеларних сила које, међутим, немају утицај на избор поступка и вредност парцијалних коефицијената.

#### 4.1.2. Упоредба поступака

Присуство глобалног фактора, односно коефицијента сигурности, у једначини за прорачун стабилности косина може почетно погрешно навести у смеру усвајања ПП 2 као одговарајућег. Али, уз глобални фактор, у имениоцу члана  $m_\alpha$  фигурише и тангенс угла унутрашњег трења који треба да се дели управо са коефицијентом сигурности, односно

$$\tan \phi' / F_s$$



Ово се може препознати као редукција наведеног параметра смичуће отпорности. Иста се, како је већ познато, врши у ПП 1 К 2 и ПП 3, али како је у поступку 1 увек потребно радити два прорачуна, пажњу поново, као и у случају димензионарања темеља, треба усмерити ка ПП 3 као одговарајућем ПП који је адекватан досадашњој пракси у региону. Са ове тачке гледишта, исти нуди још неколико важних предности у односу на остале.

Наиме, с обзиром да смичућа отпорност тла у некој равни зависи од нормалног оптерећења које делује на ту равну, његова чврстоћа је у функцији од оптерећења. Из тог разлога неопходна је пажња приликом задавања ПК јер при повећању оптерећења са ПК долази и до повећања чврстоће, што се изражава приликом анализа са МКЕ. У ПП 1 К 1 се сва оптерећења повећавају, што се, такође, ради и у ПП 2. Из овог разлога је при избору одговарајућег поступка за анализирање стабилности косина препоручљиво усвојити ПП 3 где се стална оптерећења због сопствене тежине тла не увећавају, а многе се само повремени неповољна оптерећења. Наведено нарочито долази до изражаја ако се врши и прорачун напона и деформација у МКЕ програму. Још више, приликом анализе стабилности са трећим поступком, сва оптерећења, било конструкцијска или геотехничка, се третирају као да потичу од тла и не подлежу промени вредности јер је парцијални коефицијент 1,0! Наиме, када се спомне ПП 3 треба подсетити да исти разликује не само сталне и променљиве, те повољне и неповољне сплеме, већ их разврстава и по томе да ли потичу од конструкције или су од тла. У њему је једна група ПК предвиђена за конструктивна дејства, а друга за геотехничка. Међутим, када се анализира стабилност косина, онда се све сплеме (саобраћај, објекти и сл.) третирају као геотехничке, па им се и такви, одговарајући ПК задају.

Вршење прорачуна са карактеристичним вредностима може, са друге стране, наизглед да промовише ПП 2\* као потенцијални за примену код анализе стабилности косина. Међутим, раније наведене предности које овај приступ нуди, овде нису применљиве из једноставног разлога што је код косина веома тешко одредити где почне да се јавља отпор који је подложен редукцији, односно, до које ламеле се трење не треба корисати ПК. За тај циљ потребно је урадити велики број прорачуна, а чак и у таквом случају, приликом примене поступка 2\* у комерцијалном софтверу за прорачун стабилности косина излазни резултат неће бити завршен, јер је неопходно мануелно извести још прорачуна како би се коначно добио коефицијент сигурности косине. Тачније, сагласно 2.4.7.3.4.3(1П), примедба 2, резултујући ефекат дејства на клизну површ (лома) треба увећати за  $\gamma_E$ , а њену смичућу отпорност умањити за  $\gamma_R$ , што је комбиновано изводити како МКЕ, тако и методом граничне равнотеже коришћењем метода ламела. Уз то, део тла има повољан утицај на стабилност, док горњи назива њено поремећење, па се тзв. принцип истог порекла, наведен у примедби за 2.4.2(9), у примени ПП 2 код анализе стабилности косина уопште не може применити. Највероватније су наведене примедбе проузроковале да само једна-две земље фаворизују ПП 2, мада на не сасвим принципјелан начин,

иако је у међувремену предложена и корелација између ПП 2 и ПП 3 (Magnan, 2010). Из наведених компликованих разлога је мноштво земаља корисница ЕК 7, тј. готово све које не прихватају двојни прорачун у ПП 1, препоручило поступак 3 за примену код анализе стабилности косина. Исти је, концептски гледајући, готово идеички ПП 1 К 2, која је, уједино, најчешће и меродавна у њему. Њима је могуће вршити и  $\phi'/c'$  редукцију која представља опцију одређивања коефицијента сигурности у софтверима заснованим на МКЕ. Ово сагледавање је охрабрујуће за будућност са аспекта хармонизације када ће се, сасвим извесно, поступак 3 препоручити за прорачун стабилности косина по Еврокоду 7. Такође, са аспекта овог истраживања, оно што се омогућава прихватањем ПП 3 долази до изражаја код нумеричког моделирања МКЕ геотехничког и конструктивног случајева у ком се симултано третирају косина и темељи. Тиме се омогућава њихова козистентност с обзиром да су тло и конструкција део истог проблема, у непосредном су контакту и међусобиом садејству (Simpson, 2008a).

## 4.2. Одређивање изиоса парцијалних коефицијената

У овако утврђеним условима по питању избора прорачунског поступка треба наставити са одређивањем ПК са којима ће се редуковати ПСО тла, при чему треба истаћи да су прихваћени препоручени коефицијенти за дејства. Услов за утврђивање ПК за чврстоћу је да се обезбеди исти степен стабилности којп је до сада био прописан, односно да се постигне исти наклон косине, с обзиром да је пракса потврдила њихову сигурност.

Ако су  $c = 0 \text{ kPa}$  и  $u = 0 \text{ kPa}$ , онда се Бшпопов израз може свести на

$$F_s = \frac{W \cdot \tan \phi' \cdot m_\alpha}{W \cdot \sin \alpha} \quad (4-3)$$

$$F_s = \frac{\tan \phi' \cdot m_\alpha}{\sin \alpha} \quad (4-4)$$

$$F_s = \frac{\tan \phi' \cdot \frac{1/\cos \alpha}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s}}{\sin \alpha} \quad (4-5)$$

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s)} \quad (4-6)$$

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s} \quad (4-7)$$

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sin^2 \alpha \cdot \tan \phi' / F_s} \quad (4-8)$$

Из израза (4-8) се може извести да је

$$\tan \phi' = Fs \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sin^2 \alpha \cdot \tan \phi' \quad (4-9)$$

$$\tan \phi' (1 - \sin^2 \alpha) = Fs \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (4-10)$$

$$\tan \phi' = \frac{Fs \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} \quad (4-11)$$

$$\tan \phi' = Fs \cdot \tan \alpha \quad (4-12)$$

где је дозвољени коефицијент сигурности у функцији од прорачунске ситуације у којој се разматра стабилност косине неког објекта, односно да ли су у питању трајни или, можда, повремени, тј. радни услови.

Ако би се једначина (4-8) за коефицијент сигурности применила у условима граничних стања, када је  $FS=1.0$ , онда би на месту  $\tan \phi'$  требало да се унесе прорачунска вредност угла трења добијена из услова:

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} \quad (4-13)$$

па би наведени израз за  $FS$  добио следећи облик

$$Fs = \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sin^2 \alpha \cdot \tan \phi_d / Fs} \quad (4-14)$$

из којег би се, имајући у виду да је  $FS=1.0$ , даље извело да је

$$\tan \phi_d = Fs \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sin^2 \alpha \cdot \tan \phi_d \quad (4-15)$$

$$\tan \phi_d = \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sin^2 \alpha \cdot \tan \phi_d \quad (4-16)$$

и, слично наведеном пребацивању  $\tan \phi'$  са леве стране и дотеривању тригонометријских израза, да је

$$\tan \phi_d = \tan \alpha \quad (4-17)$$

тј.

$$\frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} = \tan \alpha \quad (4-18)$$

$$\tan \phi' = \gamma_\phi \cdot \tan \alpha \quad (4-19)$$

Изједначавањем задња два израза у којима са леве стране фигурише исти члан  $\tan \phi'$  (4-12 и 4-19), добило би се

$$F_s \cdot \tan \alpha = \gamma_\phi \cdot \tan \alpha \quad (4-20)$$

и, коначно, да је

$$\gamma_\phi = F_s \quad (4-21)$$

Сагласно изведеном, а и успутним наводима, може се констатовати да ПК којим се у условима граничног стања треба редуковати тангенс угла трења, а да би се задржао исти степен сигурности који је раније био обезбеђен глобалним  $F_s$ , не зависи од геометријских, материјалних или карактеристика оптерећења, већ само од прорачунске ситуације у којој се разматра стабилност третиране косине: трајно, привремено или инцидентно стање!

Сличним приступом се може одредити и ПК за кохезију, при чему се разматра тло са трењем и кохезијом, а без порног притиска, који уосталом и није засегнут парцијалним коефицијентима, па је у случају глобалног фактора:

$$F_s = \frac{(c' \cdot b + W \cdot \tan \phi') \cdot m_\alpha}{W \cdot \sin \alpha} \quad (4-22)$$

$$F_s = \frac{W \cdot \tan \phi' \cdot m_\alpha}{W \cdot \sin \alpha} + \frac{c' \cdot b \cdot m_\alpha}{W \cdot \sin \alpha} \quad (4-23)$$

$$F_s = \frac{\tan \phi' \cdot m_\alpha}{\sin \alpha} + \frac{c' \cdot b \cdot m_\alpha}{W \cdot \sin \alpha} \quad (4-24)$$

Сређивањем једначине (4-24) по  $c'$ , добија се

$$c' = \left( F_s - \frac{\tan \phi' \cdot m_\alpha}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b \cdot m_\alpha} \quad (4-25)$$

$$c' = \left( \frac{F_s}{m_\alpha} - \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b} \quad (4-26)$$

Израз (4-26) се може искористити и у условима граничног стања ( $F_s=1.0$ ) и парцијалних коефицијената, када је

$$c_d = \frac{c'}{\gamma_c} \quad (4-27)$$

па

$$c_d = \left( \frac{F_s}{m_{\alpha,d}} - \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b} \quad (4-28)$$

$$c_d = \left( \frac{1.0}{m_{\alpha,d}} - \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b} \quad (4-29)$$

$$\frac{c'}{\gamma_c} = \left( \frac{1.0}{m_{\alpha,d}} - \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b} \quad (4-30)$$

одакле је

$$c' = \gamma_c \cdot \left( \frac{1.0}{m_{\alpha,d}} - \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b} \quad (4-31)$$

Слично, изјединачавањем израза у којима је са леве стране  $c'$  (4-26 и 4-31) следи да је

$$\gamma_c \cdot \left( \frac{1.0}{m_{\alpha,d}} - \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b} = \left( \frac{Fs}{m_\alpha} - \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha} \right) \cdot \frac{W \cdot \sin \alpha}{b} \quad (4-32)$$

$$\gamma_c \cdot \left( \frac{1.0}{m_{\alpha,d}} - \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha} \right) = \left( \frac{Fs}{m_\alpha} - \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha} \right) \quad (4-33)$$

а даље, с обзиром да је  $\gamma_\phi = Fs$ ,

$$\gamma_c = \frac{\frac{Fs}{m_\alpha} - \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha}}{\frac{1.0}{m_{\alpha,d}} - \frac{\tan \phi_d}{\sin \alpha}} \quad (4-34)$$

$$\gamma_c = \frac{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{Fs}}{\frac{\cos \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{Fs}} - \frac{\tan \phi'}{\sin \alpha}} \quad (4-35)$$

$$\gamma_c = \frac{F_s \cdot \left( \frac{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F_s}}{\frac{1}{\cos \alpha}} - \frac{\tan \phi'}{F_s \cdot \sin \alpha} \right)}{\frac{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F_s}}{\frac{1}{\cos \alpha}} - \frac{\tan \phi'}{F_s \cdot \sin \alpha}} \quad (4-36)$$

одакле се, слично раиије ириказаиом, добија да је

$$\gamma_c = F_s \quad (4-37)$$

Приказии иачии се може искористити и за одређивање вредности ПК за иедреирирану кохезију. Почев од Бишоиовог израза за одређивање глобалног фактора сигуриости,

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi'] \cdot \frac{1/\cos \alpha}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s}}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \quad (4-38)$$

где се уноси иедреирираиа кохезија, као и да је угао трења 0 (нула), добио би се једиоставаи израз у облику

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n c_u \cdot b \cdot 1/\cos \alpha}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \quad (4-39)$$

тј.

$$F_s \cdot \sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha / b = c_u \quad (4-40)$$

Приликом разматрања стабилности косиие у условима граиичиог стања, када су

$$F_s = 1,0 \quad (4-41)$$

$$c_{u,d} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \quad (4-42)$$

и њиховим укључењем у иретходии ириказану једиоставну једиачину (4-39), следило би уређење:

$$1,0 = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \cdot b \cdot 1 / \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \quad (4-43)$$

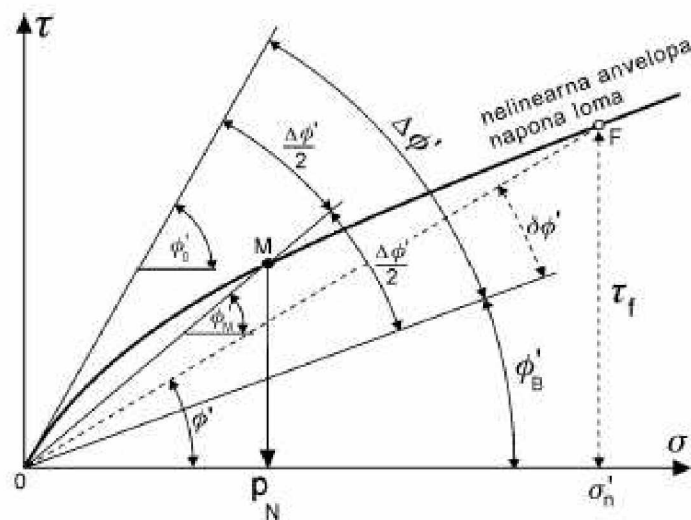
$$\gamma_{cu} \cdot \sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha / b = c_u \quad (4-44)$$

Сличност једначина (4-40 и 4-44) у којима са десне стране фигурише  $c_u$  је очигледна, па је поново јасно да ПК за недренiranу кохезију има вредност једнаку ранјем глобалном фактору у прорачунској ситуацији у којима је разматрана стабилност.

Дакле, на више начина је потврђено да је приликом прорачуна стабилности косна вредност парцијалних коефицијената којима се ПСО редукују исти и за тангенс угла трења и за кохезију, а уједно је и једнак глобалном коефицијенту сигурности. Међутим, његов интензитет, поред од поузданости параметара, зависи од услова у којима се разматра стабилност косина: трајним, повременим или инцидентним, а који се могу разликовати и у зависности од конструкције (брана, пут, рудник и сл.) и условима оптерећења. Овакву поделу вредности ПК Еврокод 7 са анексима није понудио, па су исти предложени константни и независни од разматраног случаја (11.5.1(1)), што је једна од његових ретких мањкавости. Ипак, прилика се делимично указује у Еврокодовима 0 и 1. Тамо је отворена могућност о варирању ПК у зависности од степена последица, класе поузданости, а и од прорачунске ситуације тј. случаја оптерећења: трајна или пролазна-привремена, што је управо оно што одговара нашој досадашњој пракси! Наведено је присутно у појединим анексима, тачније код земаља које су се озбиљније бавиле проблематиком Еврокода 7: Велика Британија, Немачка, Аустрија, Данска, Шведска, Финска, Грчка итд. (BS, DIN, O, DK, S, FI NA; Bond 2010; Ott 2011a, 2011b, Lansivaara 2011; Kavvadas, 2011), као и донекле у Малезији (Malaysia NA, 2010). Предложеним вредностима се истовремено задржава постојећи степен сигурности тј. исти наклон косине, што је важно приликом евентуалних санација или доградње, избегава будуће угрожавање употребљивости косина и омогућава лакше прилагођавање инжењера иовим прорачунима сагласно Еврокоду 7.

Описана процедура о одређивању парцијалних коефицијената омогућава да се оваква анализа користи не само приликом примене Мор-Кулоновог закона, већ и код нелинеарне анвелопе лома хиперболичног типа (Maksimović, 2008). Нелинеарна интерпретација смичуће отпорности је, услед реалног описа за сва тла у целокупном домену напона, од изузетне помоћи приликом оптимизација косина. Ово се првенствено односи на оне у крупнозрним материјалима, код којих је, наизглед, критична стабилност плитких клизних површина и где је најчешће усмерена пројектантска пажња, као и приликом исправног димензионирања и спречавања потенцијалних ломова косина у ситуацији

материјалима. Обе појаве дугују се несавршености Мор-Кулонове линеарне анvelope у зони ниских нормалних напона, који су најчешће меродавни за одређивање ПСО потребних за анализу стабилности косина: она у том подручју прецењује чврстоћу ситнозрних материјала, а потцењује ону код крупнозрних.



Слика 26 Нелинеарна анvelope лoma хиперболичног типа и њени параметри

Ако се подсетимо да прорачунски ПСО представљају карактеристичне подељене са парцијалним коефицијентима:

$$\tau_d = c_d + \sigma \cdot \tan \phi_d \quad (4-45)$$

$$\tau_d = \frac{c}{\gamma_c} + \sigma \cdot \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi} \quad (4-46)$$

при чему

$$\gamma_c = \gamma_\phi = FS \quad (4-47)$$

а у нелинеарном опису то је

$$\tau_d = \sigma \cdot \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi} \quad (4-48)$$

где је

$$\tan \phi = \tan \left( \phi'_B + \frac{\Delta \phi'}{1 + \sigma'_n / p_N} \right) \quad (4-49)$$

одакле произлази једначина, која наликује познатој Бишоповој, да је



$$\tau_d = \frac{\tau}{FS} \quad (4-50)$$

онда се задња једначина (4-50) може директно искористити приликом описа неллинеарне анvelope лома, нпр., стандардно понуђеном опцијом „модел дефинисан од стране корисника” у неком од комерцијалних софтвера. Тада је довољно само да се лабораторијски добијене вредности за смичући напон „коригују” поделом са вредношћу  $FS$  тј.  $\gamma_\phi$ , и тако смањене унесу у материјални модел. На овакав начин, косина која је имала глобални фактор сигурности 1,50, у граничном стању ће, тј. након поделе смичућих напона са 1,50, имати коефицијент 1,0. У оба случаја наведене вредности коефицијента односиће се на нсту клизну површину. Важно је приметити да се у овом случају лома, редукацијом целе сложене функције са једним константним ПК утиче на промену свих параметара смичуће отпорности: она ионако није константна, а квалитетно се интерпретира неллинеарном анvelopом лома хиперболичног типа.

### 4.3. Верификација усвојених парцијалних коефицијената

#### 4.3.1. Моделирање методом граничне равнотеже

Наведени закључци су проверени нумеричким примерима. Разматрана је хомогена косина висине 15 m, од материјала чији су параметри смичуће отпорности варијани у истом реалном домену као и код темеља:  $\phi=15-25-35^\circ$ , а  $c=0-10-20-30$  kPa. Анализе стабилности су проведене у програму SLIDE, базиран на методи граничне равнотеже који има могућност прорачуна коефицијента стабилности према више поступака. У случају овог истраживања, примењен је Бишовов метод. Алгоритам рада може се описати на следећи начин:

- У програм се уноси или исцртава косина под таквим нагибом да иста, при задатим материјалним карактеристикама, а без кохезије, има глобални фактор сигурности у износу од, нпр. 1,50 (што, како је претходно наведено, зависи од ситуације у којој се косина третира и од типа конструкција).
- При задржавању  $c=0$  kPa, угао трења  $\phi$  се смањује и прорачуни се проводе све док се за исту косину не постигне  $FS=1,00$ .
- Однос између тангенса почетног угла трења и тангенса смањеног угла трења дефинише ПК којим се треба редуковати тангенс (карактеристичног) угла трења и којим се задржава прописани степен сигурности.
- У следећем кораку, испитује се нови нагиб косине којој се задаје првобитни угао трења, као и одређена кохезија, а под нагибом којим се испуњава услов да је, нпр. поново  $FS=1,50$ .

- Затим се овој косини додељује претходно прорачунати смањени угао трења и наставља се смањивањем кохезије до тренутка када се анализом стабилности проведеној у SLIDE достигне  $FS=1,00$ .
- Однос између почетне и смањене кохезије одређује ПК којим се треба поделити (карактеристична) кохезија чиме би се задржао исти степен сигурности, која је вредност записана у табелама.
- Уколико постоји оптерећење, оно се у овим, другонаведеним анализама треба помножити са ПК који одговара његовој природи (конструктивно или геотехничко, трајно или променљиво). За њих се предлаже да буду по износу једнаки предложеним ПК у Еврокоду 7. Тамо је наведено да се приликом анализа стабилности косина сва трајна дејства на тло (конструкције и сл.) третирају као геотехничка и као таква се множе са 1,0, изузев променљивих неповољних којима се наноси ПК од 1,30.

Наведени кораци се понављају за сваки пар вредности ПСО у њиховом домену (12 комбинација). Утицај могућих оптерећења је проверен у следећих 12+12 комбинација (за трајна и променљива оптерећења) чиме је отклоњена сумња о евентуалном њиховом деловању на вредност парцијалног коефицијента. Такође, у иових 12 комбинација парова параметара смичуће отпорности, анализирана је и стабилност косина у радним условима ( $FS=1,30$ ). Њима је потврђено да вредност ПК зависи само од услова у којима се испитује стабилност и да је њихов износ једнак управо прописаним дозвољеним глобалним факторима.

Интересантно је да овај закључак важи и приликом провођења псеудостатичких анализа. Наиме, и тада је потврђено да ПК којима треба редуковати ПСО приликом анализе стабилности косина у сеизмичким условима имају вредност једнаку минимално дозвољеном глобалном фактору сигурности у сеизмичким условима, односно 1,10. Наведено је проверено са додатних 12 прорачуна. Анализа стабилности у сеизмичким условима се врши према псеудостатичком поступку, када се задаје коефицијент хоризонталног убрзања  $k_x$  као веза са гравитационим убрзањем. Тако, најпре се за косину која у статичким условима има глобални коефицијент стабилности  $FS=1,50$  одређује  $k_x$  при ком је  $FS=1,10$ , да би се даље снижавали параметри смичуће чврстоће како би се при том  $k_x$  добио  $FS=1,00$ .

На сличан начин је проведено других 120 анализа и за косине са 5 и 25 метара висине, код којих је потврђено апсолутно исто.

Као што се даље у табелама може видети, ипак постоји одређено одступање од очекиваних вредности за парцијалне коефицијенте (у износу од 1,30 и 1,50) што је резултат ситуација, готово занемарљивих нумеричких и геометријских непрецизности. Тенденција средњих вредности је, међутим, више него јасна и очигледна.

За косину висине  $H=5$  m, која је третирана у различитим граничним условима и ситуацијама, добијени су следећи парцијални коефицијенти:

**Табела 45 Трајна косина без спољашњег оптерећења**

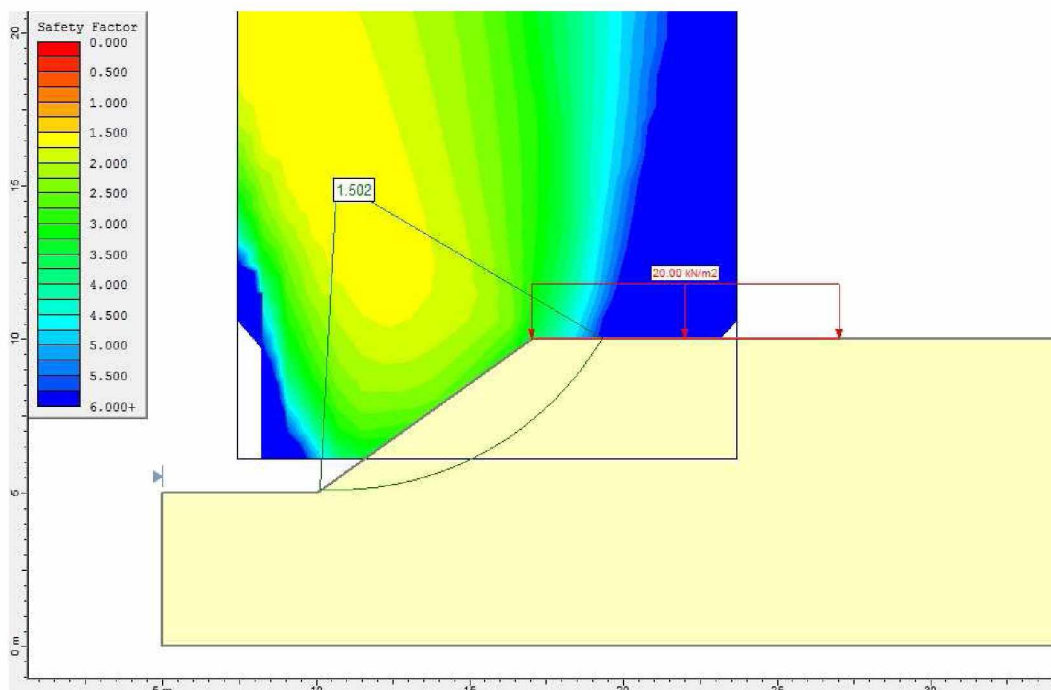
$q= 0$  kPa       $FS= 1,5$

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	$c=0$ kPa	$c=10$ kPa	$c=20$ kPa	$c=30$ kPa		
15	1,49	1,50	1,50	/		
25	1,49	1,50	1,50	/		
35	1,50	1,49	1,49	/		
$\gamma_{sr}$	1,49	1,50	1,50	/	1,50	

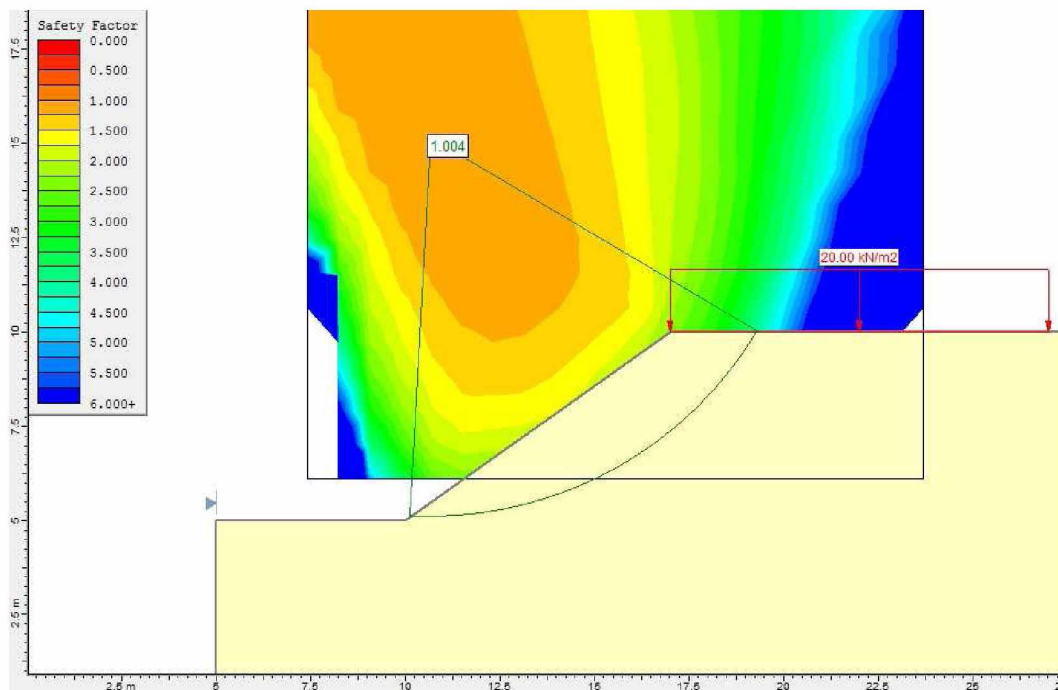
**Табела 46 Трајна косина са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ )**

$q_G= 20$  kPa       $FS= 1,5$

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	$c=0$ kPa	$c=10$ kPa	$c=20$ kPa	$c=30$ kPa		
15	1,49	1,49	1,49	1,50		
25	1,49	1,49	1,49	1,50		
35	1,50	1,49	1,49	1,50		
$\gamma_{sr}$	1,49	1,49	1,49	1,50	1,49	



**Слика 27** Анализа стабилности у програму SLIDE за косину висине  $H=5$  m у материјалу са  $\text{PCO } \phi=25^\circ$  и  $c=10$  kPa и сталним оптерећењем  $q=20$  kN/m<sup>2</sup> у трајним условима: примена глобалног фактора сигурности  $FS=1,50$



**Слика 28** Анализа стабилности у програму SLIDE за косину висине  $H=5$  m у материјалу са ПСО  $\phi=25^\circ$  и  $c=10$  kPa и сталним оптерећењем  $q=20$  kN/m<sup>2</sup> у трајним условима: примена парцијалних коефицијената сигурности  $\gamma_m=1,50$  и  $\gamma_G=1,00$

**Табела 47** Трајна косина са неповољним променљивим оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ )

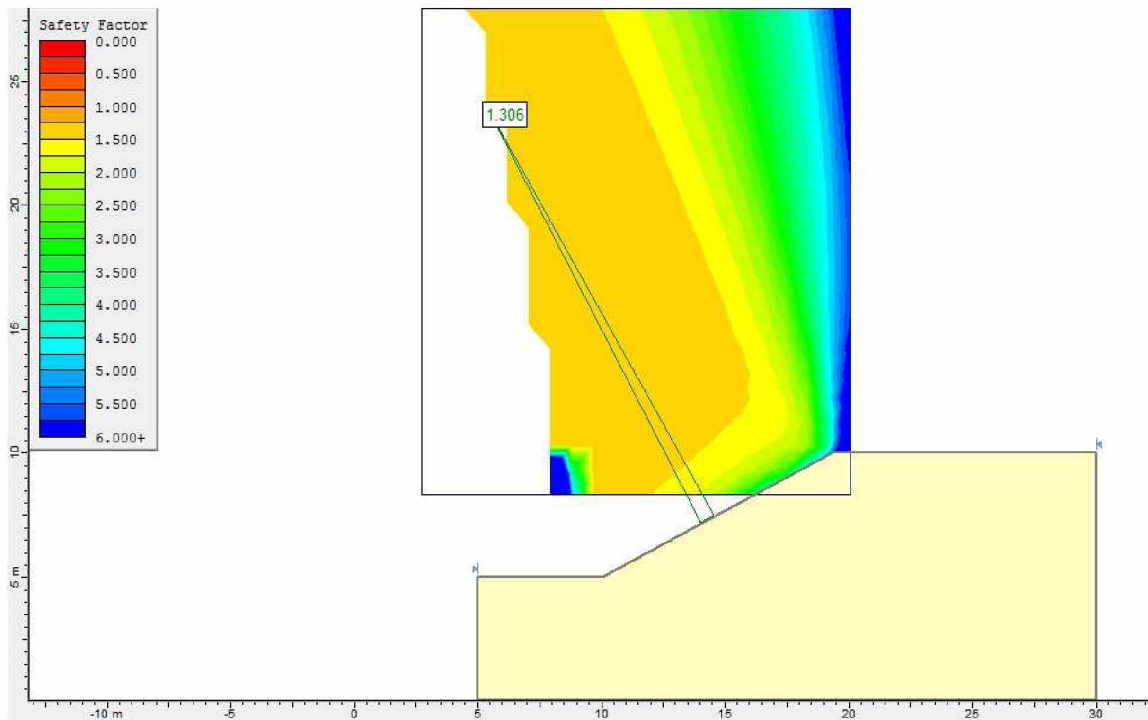
$q_Q = 5$  kPa      FS = 1,3

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,28	1,28	1,30	/		
25	1,30	1,28	1,31	/		
35	1,30	1,28	1,29	/		
$\gamma_{sr}$	1,29	1,28	1,30	/	1,29	

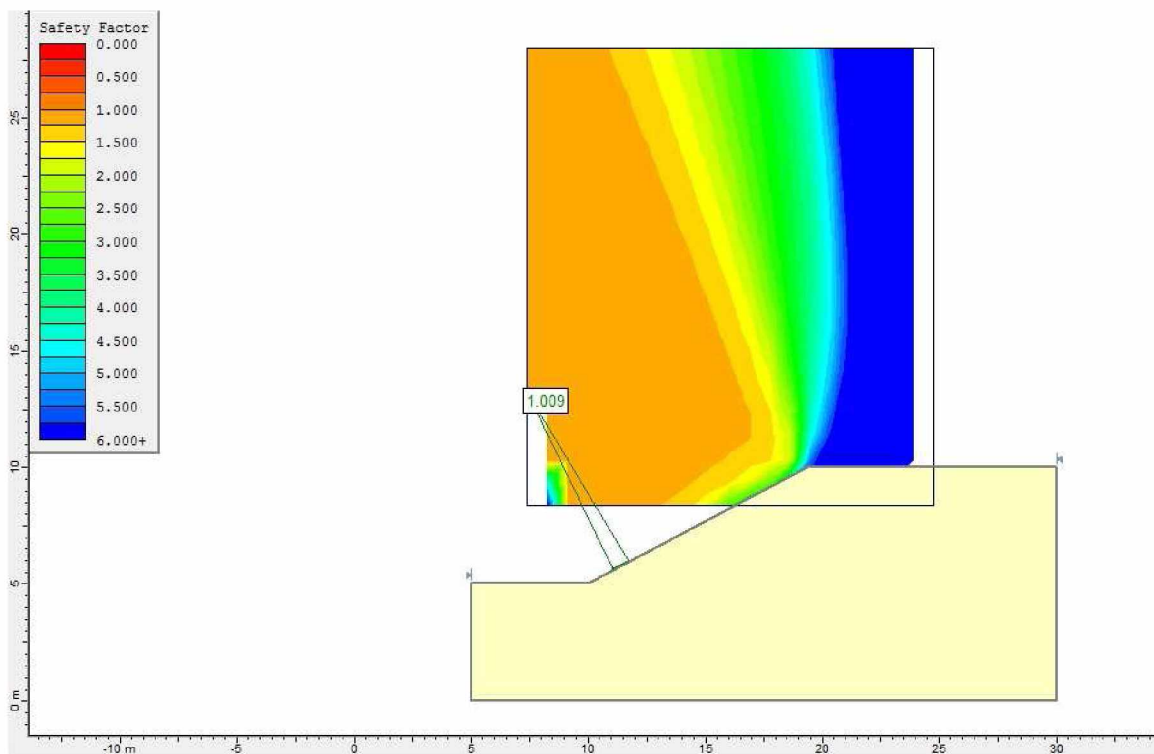
**Табела 48** Привремена (радна) косина без спољашњих оптерећења

$q = 0$  kPa      FS = 1,3

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,28	1,30	1,30	/		
25	1,29	1,28	1,31	/		
35	1,30	1,28	1,29	/		
$\gamma_{sr}$	1,29	1,29	1,30	/	1,29	



**Слика 29** Анализа стабилности у програму SLIDE за косину висине  $H=5\text{ m}$  у материјалу са углом трења  $\phi=35^\circ$  при радним (привременим) условима: примена глобалног фактора сигурности  $FS=1,30$



**Слика 30** Анализа стабилности у програму SLIDE за косину висине  $H=5\text{ m}$  у материјалу са углом трења  $\phi=35^\circ$  при радним (привременим) условима: примена парцијалних коефицијената сигурности  $\gamma_m=1,30$

**Табела 49 Трајна косина у сеизмичким условима ( $q=0$  kPa, FS=1,1)**

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa ( $k_x$ )	c=10 kPa ( $k_x$ )	c=20 kPa ( $k_x$ )	c=30 kPa ( $k_x$ )		
15	1,09 (0,06)	1,09 (0,15)	1,10 (0,25)	/		
25	1,09 (0,10)	1,09 (0,21)	1,10 (0,33)	/		
35	1,08 (0,13)	1,09 (0,25)	1,10 (0,42)	/		
$\gamma_{sr}$	1,09	1,09	1,10	/	1,09	

У табели 48 су, поред постигнутих коефицијената сигуриности, у заградама унесени и коефицијенти хоризонталног сеизмичког убрзања при којима се обезбеђује дотична минимална дозвољена сигуриост. Ако се исти упореде са вредностима датим на сеизмичким картама, увидеће се да је њихов износ у већини анализираних случајева (искључак су једино тла без кохезије) толики да се таква висока убрзања у нашим условима не могу јавити. Из ове коистатације се као генерални закључак може извести да меродавни за димензионирање косина остају статички услови којима треба посветити пажњу. Такође, треба подсетити да се сеизмички услови и прорачун сеизмички отпорних конструкција обрађују у књигама ЕК 8, па им се у даљем раду неће посвећивати простор.

У поједицим табелама, како се може приметити, изостају резултати анализе стабилности косина у тлу са високом кохезијом: разлог је што ова тла имају довољну смичућу чврстоћу да се у њима изведе слободна вертикална ископ, па им стабилност није угрожена.

Како је већ наговештено, у истим материјалим условима и случајевима оптерећења проверавања је стабилност и утврђивања су ПК за косину са  $H=15$  m:

**Табела 50 Трајна косина без спољашњег оптерећења ( $q=0$  kPa, FS=1,5)**

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,50	1,50	1,50	1,50		
25	1,50	1,50	1,51	1,50		
35	1,52	1,43	1,46	1,47		
$\gamma_{sr}$	1,51	1,48	1,49	1,49	1,49	

**Табела 51 Трајна косина са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ ) ( $q_G=20$  kPa, FS=1,5)**

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,50	1,50	1,50	1,50		
25	1,50	1,50	1,50	1,50		
35	1,50	1,50	1,49	1,50		
$\gamma_{sr}$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	

**Табела 52 Трајна косина са неповољним променљивним оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ )**

$q_Q = 5 \quad \text{kPa} \quad FS = 1,3$

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,30	1,29	1,30	1,29		
25	1,30	1,28	1,29	1,29		
35	1,30	1,29	1,29	1,29		
$\gamma_{sr}$	1,30	1,29	1,29	1,29	1,29	

**Табела 53 Привремена (радна) косина без спољашњих оптерећења**

$q = 0 \quad \text{kPa} \quad FS = 1,3$

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,30	1,30	1,30	1,30		
25	1,30	1,29	1,30	1,30		
35	1,30	1,30	1,30	1,30		
$\gamma_{sr}$	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	

**Табела 54 Трајна косина у сензмичким условима**

$q = 0 \quad \text{kPa} \quad FS = 1,1$

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,09	1,12	1,12	/		
25	1,10	1,10	1,10	/		
35	1,10	1,10	1,10	/		
$\gamma_{sr}$	1,10	1,11	1,11	/	1,11	

Након анализа извршених на косинама висине 5 m и 15 m, истраживање је настављено на косини висине  $H=25$  m за коју су добијене вредности приказане у доњим табелама:

**Табела 55 Трајна косина без спољашњег оптерећења**

$q = 0 \quad \text{kPa} \quad FS = 1,5$

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,48	1,48	1,49	1,50		
25	1,45	1,49	1,50	1,50		
35	1,40	1,50	1,50	1,49		
$\gamma_{sr}$	1,44	1,49	1,50	1,50	1,49	

**Табела 56 Трајна косна са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ )**

$q_G= 20$  kPa FS= 1,5

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,48	1,50	1,50	1,50		
25	1,45	1,50	1,49	1,50		
35	1,40	1,50	1,49	1,52		
$\gamma_{sr}$	1,44	1,50	1,49	1,51	1,50	

**Табела 57 Трајна косна са неповољним променљивим оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ )**

$q_Q= 5$  kPa FS= 1,3

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,29	1,30	1,30	1,30		
25	1,27	1,30	1,30	1,30		
35	1,24	1,30	1,30	1,30		
$\gamma_{sr}$	1,26	1,30	1,30	1,30	1,30	

**Табела 58 Привремена (радна) косна без спољашњих оптерећења**

$q= 0$  kPa FS= 1,3

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,29	1,30	1,30	1,30		
25	1,27	1,30	1,30	1,30		
35	1,24	1,30	1,30	1,30		
$\gamma_{sr}$	1,26	1,30	1,30	1,30	1,30	

И за ову косину су, након анализа у статичким условима, направљени прорачуни у сеизмичким околиностима, какав је и наш регион, прп чему су прорачунати следећи потребни ПК, који потврђују раније изнета сагледавања:

**Табела 59 Трајна косна у сеизмичким условима**

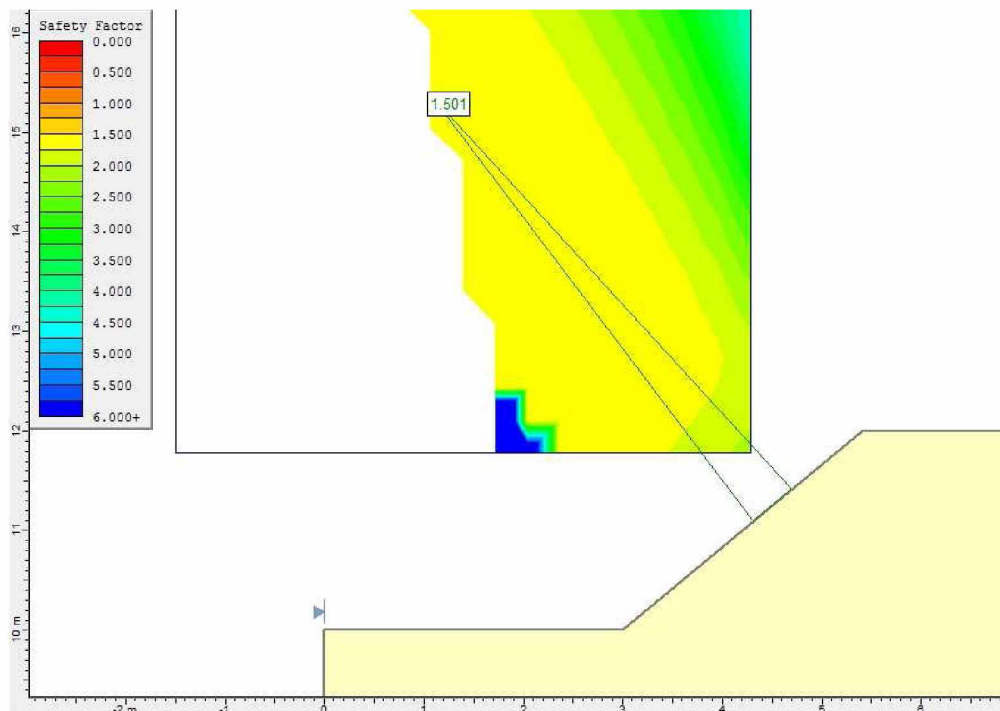
$q= 0$  kPa FS= 1,1

$\phi$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$				$\gamma_{c, sr}$
	c=0 kPa	c=10 kPa	c=20 kPa	c=30 kPa		
15	1,10	1,10	1,10	1,10		
25	1,09	1,10	1,10	1,10		
35	1,08	1,10	1,10	1,10		
$\gamma_{sr}$	1,09	1,10	1,10	1,10	1,10	

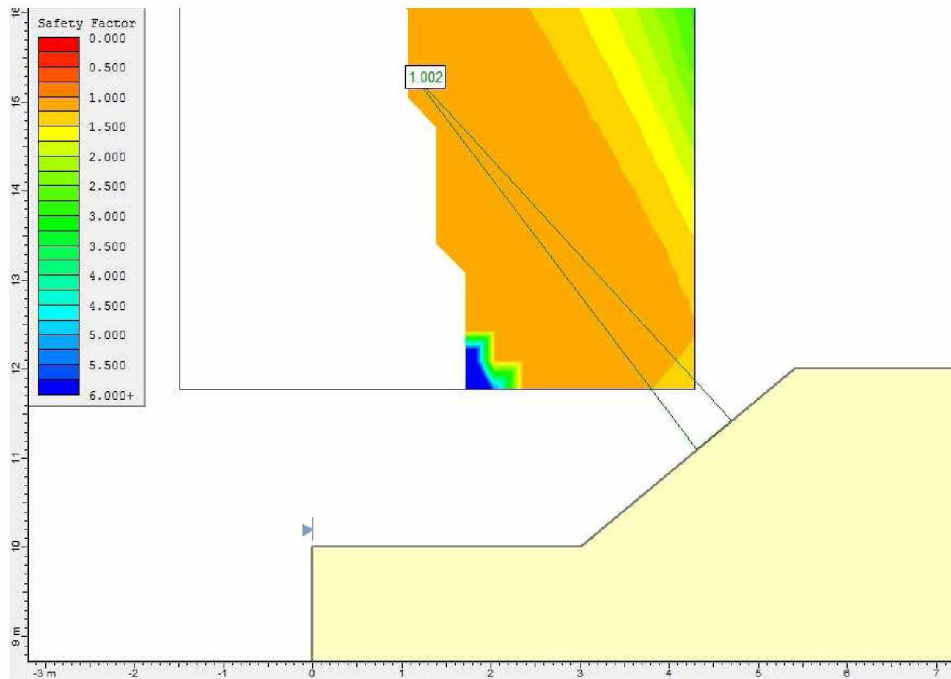


У свим до сада приказаним примерима примењиван је Мор-Кулонов закон, који се практично и најчешће примењују. Њима је и недвосмислено нумерички показано да је избор парцијалних коефицијената у функцији од прорачунске ситуације. Иначе, визуелни изводи из анализа стабилности косина за карактеристичне материјалне и случајеве оптерећења су детаљније приказани у прилогу 5.1.

Ипак, у одређеним случајевима је, нарочито код крупнозрних материјала, критична стабилност плитких клизних површина. Тада су ниска нормална оптерећења, где примена Мор-Кулоновог закона неретко може довести до погрешних резултата и заблуде. Због тога је разумљив интерес за опис смичуће чврстоће нелинеарном анVELOПОМ лома, од којих је раније описана она хиперболичног типа. Приликом анализе косине код које је смичућа отпорност тла описана њоме, добила би се потврда да је довољно да се, приликом уноса, смичући напон  $\tau$  само подели са вредношћу глобалног фактора сигурности. Тада се може започети прорачун стабилности и са таквом његовом прорачунском вредношћу, приликом граничне анализе, добија се коефицијент сигурности у износу од 1,0. Ово је примером приказано на доњим изводима.



**Слика 31** Анализа стабилности косине у условима описа смичуће чврстоће нелинеарном анVELOПОМ лома: гранична равнотежа  $FS=1,50$



Слика 32 Анализа стабилности косине у условима описа смичуће чврстоће нелинеарном анвелопом: гранично стање применом ПК у износу од 1,50 - FS=1,00

#### 4.3.2. Моделирање методом коначног елемента (програм PLAXIS)

Након прорачуна у софтверу заснованом на методи граничне равнотеже, описане косине су анализирани и у софтверу заснованом на МКЕ - PLAXIS. Оне су исцртаване под нагибом који је претходно у SLIDE-у установљен као оптималан да би косина имала задати коефицијент сигурности, а затим би им се задавао материјал са анализираним параметрима. Притом, свака косина је анализирана двапут: прво се задају карактеристични ( $\phi$ ,  $c$ ), а потом прорачунски ПСО ( $\phi_d$ ,  $c_d$ ) (Schweiger, 2011). Следећи корак је формирање мреже КЕ и прорачун почетних напона одакле програм усмерава корисника ка прорачунском модулу. Овде PLAXIS нуди могућност провођења тзв. анализе са редукацијом  $\phi'/c'$  током које се ПСО континуирано снижују водећи косину ка стању лома, тј. у гранично стање када је FS=1,0. У завршној фази је могуће у излазима из PLAXIS-а отчитати вредност коефицијента којим се ПСО требају редуковати како би се достигао лом. Он би, у овом истраживању, уједно значио и износ ПК.

Табела 60 Трајна косина без спољашњег оптерећења ( $q=0$  kPa, FS=1,5)

$\phi$	c=0 kPa		c=10 kPa		c=20 kPa		$\gamma_{sr}$	$\gamma_{sr}$ (d)
	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c$ (d)	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c$ (d)	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c$ (d)		
15	1,514	1,0163	1,4975	1,0013	1,5077	1,0027	1,5064	1,0068
25	1,5245	1,0201	1,533	1,0227	1,5082	1,0016	1,5219	1,0148
35	1,555	1,0294	1,5036	1,000	1,5339	1,0213	1,5308	1,0169
$\gamma_{sr}$	1,5312	1,0219	1,5114	1,008	1,5166	1,0085	1,5197	1,0128

**Табела 61 Трајна косна са сталним оптерећењем ( $\gamma_F=1,00$ )**

q= 20 kPa		FS= 1,5									
$\phi$	c=0 kPa		c=10 kPa		c=20 kPa		c=30 kPa		$\gamma_{sr}$	$\gamma_{sr} (d)$	
	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$			
15	1,516	1,0143	1,5121	1,0085	1,5264	1,0177	1,5109	1,0048	1,5163	1,0113	
25	1,5444	1,0556	1,5395	1,0305	1,5288	1,0253	1,519	1,0167	1,5329	1,032	
35	1,5125	1,0093	1,5374	1,0276	1,4978	0,9978	/	/	1,5159	1,0116	
$\gamma_{sr}$	1,5243	1,0264	1,5297	1,0222	1,5177	1,0136	1,5149	1,0107	1,5217	1,0183	

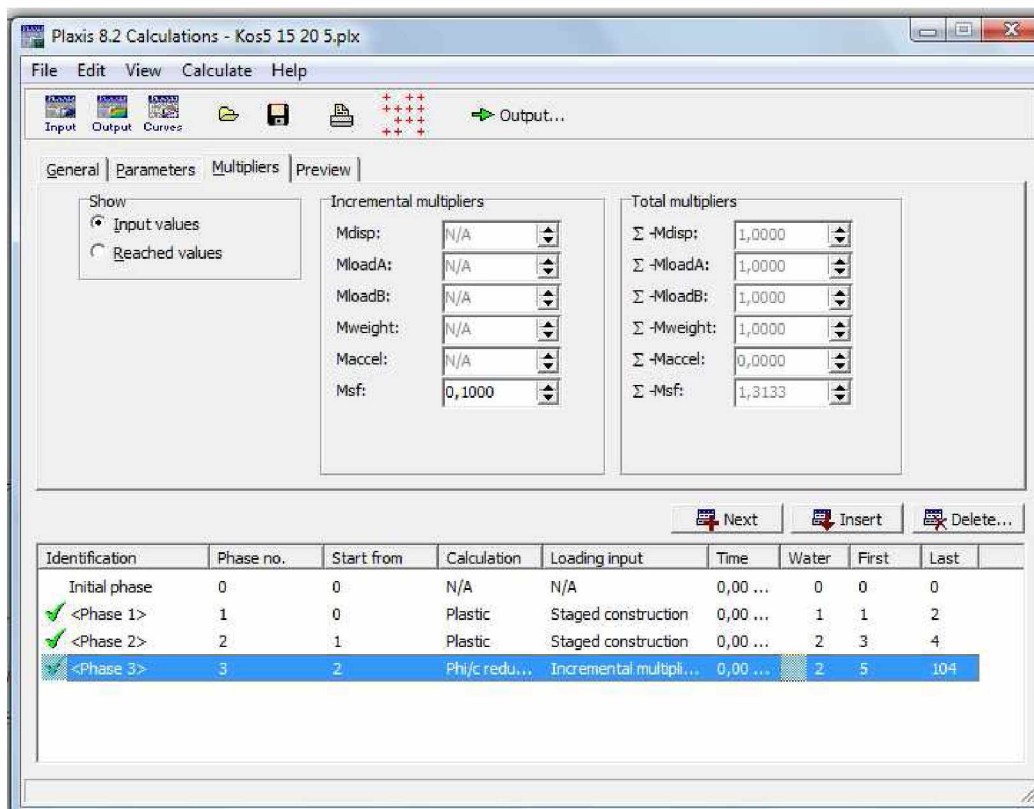
**Табела 62 Трајна косна са неповољним променљивим оптерећењем ( $\gamma_F=1,30$ )**

q= 5 kPa		FS= 1,3							
$\phi$	c=0 kPa		c=10 kPa		c=20 kPa		$\gamma_{sr}$	$\gamma_{sr} (d)$	
	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$			
15	1,3378	1,0333	1,3090	1,0073	1,3133	1,0070	1,32	1,0159	
25	1,313	1,0195	1,281	0,9878	1,2853	0,9861	1,2931	0,9987	
35	1,3403	1,0283	1,3329	1,0262	1,3015	1,0167	1,3249	1,0237	
$\gamma_{sr}$	1,3304	1,027	1,3076	1,0071	1,3	1,0033	1,3127	1,0128	

**Табела 63 Привремена (радна) косна без спољашњих оптерећења**

q= 0 kPa		FS= 1,3							
$\phi$	c=0 kPa		c=10 kPa		c=20 kPa		$\gamma_{sr}$	$\gamma_{sr} (d)$	
	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$	$\gamma_\phi, \gamma_c$	$\gamma_\phi, \gamma_c (d)$			
15	1,3020	1,0169	1,2875	0,993	1,3196	1,0181	1,303	1,0093	
25	1,3557	1,0444	1,3179	1,0231	1,3154	1,0055	1,3297	1,0243	
35	1,3343	1,0259	1,3079	1,015	1,3058	1,0177	1,316	1,0195	
$\gamma_{sr}$	1,3306	1,0291	1,3038	1,0104	1,3136	1,0138	1,3162	1,0177	

Поиекад се са примењеним параметрима дешава да косина не може „проћп” аиализу или уопште имати стабилност код прорачуна са МКЕ, па је потребно урадити иакнадну косину, за нијасу блажу. Образложење је нумеричка нестабилност софтвера у случајевима када се за кохезију не унесе никаква вредност, што је разлог зашто се добпјају већп потребии парцијални фактори. Наиме, приметио је да су парцијални коефицијенти прпликом вршења аиализе са редукцијом ПСО у граничиом стању иешто већп од осталих, иако опет веома близу 1,0. Одступање се дугује захтеву PLAXIS-а да се у прорачун унесе минималиа кохезија како би аиализа бпла нумерички стабплиа.



**Слика 33** Карактеристичан приказ излаза PLAXIS-а за прорачун коефицијента редукције ПСО (трајна косина са неповољним повременим оптерећењем  $q=5$  kPa за косину висине  $H=5$  m у материјалу са ПСО  $\phi=15^\circ$  и  $c=20$  kPa)

У овим табелама су приказани резултати анализе на косини висине 5 m, али је, према свему до сада изнесеном, јасно да се ови закључци могу једноставно пресликати и на било које друге косине, тј. висине. Притом, важно је нагласити да су сви прорачуни показали веома добро сагласност са онима постигнутим у SLIDE-у.

Даље је урађена и још једна верификација: редуковани ПСО, тј. њихова прорачунска вредност ( $\phi_d$ ,  $c_d$ ) је задата материјалима од којих су изведене и моделоване косине у PLAXIS-у, како би се описани поступак поново спровео. У овом случају је показано да би потребни коефицијент редукције, којом би требало да се такви ПСО редукују како би косина постигла  $FS=1,0$ , имао вредност од  $-1,0$ ! Ово показује да је са таквим прорачунским вредностима ПСО косина већ у граничном стању лома што потврђује исправност прорачунатих редукованих параметара.

Због обимности урађених анализа, у прилогу 5.2 су дати само изводи из бројних прорачуна са PLAXIS-ом за поједине карактеристичне геометријске, материјалне и товарне случајеве.

#### 4.4. Парцијалии закључак

Из до сада изложеног може се установити да је за анализу стабилности косна за наш регион одговарајући прорачунски поступак 3, који су и усвојиле бројне земље у Европи. Ипак, вредност ПК за ПСО није константна, како је понуђено у Еврокоду 7, већ променљива и зависи од случајева оптерећења и типа конструкције. Тако, имајући у виду изнесене резултате истраживања, може се закључити да ПСО код нас, приликом прорачуна стабилности косна са ПП 3, из услова задржавања истог степена стабилности и нагиба косне за поједине случајеве и конструкције, треба:

- редуковати са 1,50 (или 1,40, у зависности од поузданости параметара) у трајним условима
- редуковати са 1,30 у привременим условима
- редуковати такође са 1,30 код анализе при нагом испуштању воде из акумулације, колико износи до сада захтевани минимални глобални фактор сигурности у тим условима
- редуковати са 1,10 у инцидентним условима
- задржати оне почетне у случају спровођења повратне анализе јер се врши редукација са 1,00.
- по истом принципу и за остале конструкције и случајеве оптерећења, тј. да ПК за ПСО гла по износу буду једнаки досадашњем глобалном фактору сигурности.

Како је већ најављено, њихова вредност може мало да варира у зависности од типа конструкције и услова у којима се разматра стабилност. Иаведени поступак и идентични износи коефицијената су, такође, повољни како са аспекта омогућавања анализе стабилности косна приликом опсега њене смичуће чврстоће нелинеарном анвелопом, тако и код примене опције редукације ПСО у МКЕ када се исти једнако редукују.

Још једна предност која се нуди предложеним поступком и коефицијентима је и вршење повратне анализе, и то подједнако успешно како у програмима заснованим на методу граничне равнотеже, тако и у оним са укљученом методом коначних елемената. Иако, при насталом лому или активном клизишту већ је постигнут глобални фактор сигурности у износу од 1,0. Имајући у виду да је вредност глобалног фактора такође и вредност ПК којима се редукују ПСО, онда је јасно да су „непознати” ПСО уједно они који су постигнут њиховим пробним „наумичним” задавањем третираној косини са циљем достизања нестабилности. Ово је поступак који је апсолутно идентичан досадашњој пракси и одржава континуитет како анализе, тако и рада инжењера.

Међутим, ако се приказани ПК упореде са предложеним у Еврокоду 7 и усвојеним у бројним анексима широм Европе, поново се као и код темеља може приметити да су исти нешто виши. Ову појаву, на жалост, треба образложити малим бројем истраживања и испитивања који се проводе у нашем региону и који су основа за избор карактеристичних вредности ПСО, а на којима се искључиво темељи стабилност косина. Одавде се може извући још један аргумент на страни захтева за повећање броја узорака и испитивања.

Исто тако треба подсетити и да у случају целокупне стабилности и стабилности косина доминирају ПК који се наносе параметрима тла, јер ПК за стална оптерећења износе 1,0 (искључак су променљиве неповољне акције код којих је 1,30). Тиме се стиче утисак да се у овим условима безбедност и сигурност заснивају само на ПК на ПСО (Gustavsson et al., 2009). Зато није наодмет, бар на почетку, имати нешто веће ПК од оних предложених у ЕК 7-1.

Не треба заборавити и да је према досадашњој пракси било уобичајено да се тражи  $FS=1,40$  у условима високе поузданости тла (коју треба увећати за 0,1 у случају просечне поузданости). Ово би, приликом преласка на прорачун према Еврокоду 7, значило да смичућу отпорност треба поделити са 1,40. Уколико се подсетимо да су раније предложени парцијални коефицијенти за тло приликом димензионирања темеља имали управо ову вредност, јасно је да ће се анализа прорачуна пресека у ком су присутни стална косина и темељ прилично поједноставити. Тако усвајање истог ПП за анализу стабилности косина и прорачун темеља, омогућава да се исти третирају и моделирају онако како се и понашају на терену: у међусобном деловању, тј. интеракцији.

Усвајање поступка 3 ће омогућити и њихово олакшано моделирање и заједничко третирање у МКЕ, при чему ће се добити један фактор сигурности за цео систем. Наведено је значајно из разлога што је нумерички немогуће постићи засебне коефицијенте сигурности за сваки појединачни део нумеричког модела: добија се јединачна вредност која одговара најслабијем делу анализираних проблема (Sfriso).



## **5. КОМПАРАТИВНА СТУДИЈА ЗА ОДРЕЂИВАЊЕ ПРОРАЧУНСКОГ ПОСТУПКА И ПАРЦИЈАЛНИХ КОЕФИЦИЈЕНТА ЗА ПОТПОРНЕ ЗИДОВЕ**

### **5.1. Избор одговарајућег поступка**

#### **5.1.1. Основе прорачуна потпорних зидова**

Ако се за темеље и косне могу наћи сличности са предложеним концептом прорачуна по Еврокоду 7, онда се за иотиорне зидове може констатовати да су типични пример анализе по старом систему контролисања испуњавања глобалних фактора сигурности. Наиме, њихово актуелно димензионирање се своди на контролу контактних и пресечних напона и провере стабилности клизања, претурања и глобалне стабилности. Новитет Еврокода 7, осим уношења парцијалних коефицијената код дејства, материјале и/или отпоре, је и искључивање провере на иривртање јер се услов за ову стабилност испуни уколико је иштање носивости подлоге задовољено (Nonveiller, 1979). Тачније, она се пребацује у тзв. EQU проблеме, где се разматрају случајеви када чврстоћа материјала не утиче на стабилност, а искуство указује да се код тла фундираних на тлу иста неће иојавити пре лома тла. Са ирактичне стране гледања, ово би значило да ће један од доприноса Еврокода 7 бити и убрзање димензионирања иотиорних зидова, јер ће се у одређеним фазама димензионирања смањити број прорачуна и анализа.

#### **5.1.2. Упоредњење поступака**

Прорачуни стабилности зидова према глобалном фактору сигурности дају одређене смернице које могу бити од круцијалног значења за избор одговарајућег и лакше прихватљивог ирорачунског иоступка, сагласно досадашњој иракси инжењера. При том, имајући у виду раније описане карактеристике иоступака, избор се ограничава између иоступака 2 и 3. Али, оба ПП имају карактеристике које их и фаворизују, али и ограничавају за усвајање, што се види из следећих редова.

Главна иитеређење које стално делује на иотиорне зидове је земљани иритисак који је, између осталог, у функцији од чврстоће тла. Чврстоћа зависи од иитеређења, иа је изузетно важно да се код одређивања земљаног иритиска не врши множење иитеређења са парцијалним коефицијентима. У супротном би резултирало са модификацијом иритиска без могућности његове даље контроле, нарочито ириликом анализа у МКЕ ирограмима где су земљани иритисци на конструкцију резултат анализе, а не улазни иараметар. Ово захтева да се ирорачуни ироводе са њиховим карактеристичним вредностима, што из избора избацује ПП 2, али не и ПП 2\*.

Према класичном прорачунском моделу, нпр. приликом анализе стабилности на клизање у нашем региону, врши се једноставно дељење спла трења које се јављају на контакту основе зида и тла и хоризонталних спла и упоређењем са одређеним глобалним фактором сигурности. Слично је и са стабилношћу на превртање. Впшдеценијске навике стечене њиховим корисћењем дпрнгују да из круга потенцијалних кандидата за избор одговарајућег ПП треба искључити и ПП 3 у ком се редукују ПСО и не примењују фактори на отпоре, па пажњу усмерити ка ПП 2\*. Познато је да се у ПП 2\* врши редукција нормалних и хоризонталних отпора са 1,40 и 1,10 па се исти упоређују са дејствима. Овај поступак веома налик је на оно што је до сада рађено приликом стабилности на клизање (и превртање), која и једна остаје за контролу (након искључења оне за превртање у GEO проблемима ЕК 7). Управо поступак 2\* омогућава да се прорачун врши са карактеристичним вредностима које би се тек на крају, код провере и контроле стања, корисовале са парцијалним коефицијентима. Ово налик је и одговара актуелној пракси, а њихово присуство код отпора и положај у једначинама ипак подсећа на глобални фактор сигурности.

Дакле, како би били потпуно доследни традицији када се упоређују изворне величине спла, а с обзиром да се у приступу 2 дејства корисују већ на почетку прорачуна, онда се одговарајући прорачунски поступак лоцира у оном са ознаком 2\*. Код њега се ПК наносе на спле и отпоре, али тек на крају прорачуна тако да се исти, у највећем делу, одвија применом карактеристичних вредности, као што је код нас било и до сада. Иведено је згодно са аспекта корисника јер се примењују исте цифре које стоје и у ранијим фазама прорачуна, чиме инжењерима континуитет и контролу анализе, а исту процедуру са вредностима које су му блиске и оппљиве у свим њеним деловима. Ово што такође охрабрује је да је највећи део земаља за димензионирање потпорних зидова препоручно управо наведени приступ. Исти је предложила Немачка, а заснива се на скоро 80 година пројектантске традиције без ломова, па је уједно близак корисницима, што се исто односи и на наш регион.

Из ових разлога је ПП 2\* веома захвалан за примену, али има ограничену примену у МКЕ програмима. Ипак, са друге стране, самостално димензионирање потпорних зидова у МКЕ је редак случај, уопште у свету, с обзиром да се њихов прорачун готово увек врши аналитичким путем. Са аспекта МКЕ, кривка је генерално усмерена ка приступу 2, а не само 2\*, што су неопходне интервенције у прорачуну или након њега услед потребе од редукције отпора. Ипак, дејства и ефекти се могу прорачунати, као и отпорци, али исти налажу потребу да се након завршетка анализе у софтверу изврши и ручно финализовање: само тако би могао да се добије однос између хоризонталних дејства и отпора (пасивног притиска и носивости), с обзиром да у тим програмима не постоји могућност редукција отпора. Још више, за отпоре и не постоји довољно искуства, па је потребно времена и упоредних прорачуна како би се оценила поузданост услед зависности од деформација. Зато је потребно да се ови паралелно прорачунају и



традиционалиим иачином, јер ови софтверп прекидају прорачун када се постигне нумеричко граиичио стање које не значи да је и граиичио стање тла (Heibaum, Herten, 2009a&b). У том контексту, прпликом аиализа потпориих зидова, једиа од спла је и она са пасивие страие, која се у МКЕ аутоматски геиерише и прорачунава и представља успутну прорачунску, а не улазну величину. Према прпступу 2 и 2\*, њу треба даље редуковати, што је компликоваио за извођење у МКЕ софтверу. Такође, због иелинеариог поиашања тла, овај ПП у поједиим случајевима може довести до драстичиог одступања пасивиог притиска од тачиих решења, а тиме и од резултата постигнутих са осталим ПП (Schweiger, 2005).

Друга сугестија може да стигне прпликом потребе аиализирања геотехиичког пресека у ком су истовремено прпсутии косииа, потпории зид и темељ. Иа овакав случај се иеретко иаплази у пракси, а у чијим прорачунима домиира примеиа ПП 3. Из иаведениих разлога, а којп би водплп коизпстеитиом аиализом, може се предложити, бар привремено – док се не стекну искуства са примеиом ПП 2\* у МКЕ, да се једино прплпком прорачуна оваквог комплесиог пресека (зид са косииом и/или темељом) у софтверу засиоваиом иа МКЕ прпмењује прорачунски поступак 3. У њему би, како је већ речеио у претходиим поглављима, улазии ПСО били иередуковаии, да би се иа крају реализовала тзв.  $\phi'/c'$  редукупја којом би се определпо фактор спгуриости.

Иако су образложии разлози усвајања прорачунског поступка 2\* за димеизиоирање потпориих зидова, иеопходио их је поткрепити и оправдати оппсиим у следећој тачки. Тамо се, поред горе споменутих одређеиих теоријских аспеката, уједио дају и изводи из аиалптичких прорачуна путем којих су утврђеие вредности парцијалиих коефицијеиата потребии да обезбеде досадашње димеизије, иосивост и стабплиост зидова.

## 5.2. Одређивање и верификација вредности иарцијалиих коефицијеиата

Досадашњп бројии прорачуни, а и пракса, су показалп да је код потпориих зидова критичиа стабилиост иа клизање која се прорачунава као

$$\eta = \frac{\sum V \cdot \tan \phi}{\sum H} \geq 1,50 \text{ без узимања пасивног притиска у обзир (у супротном – 2,00)} \quad (5-1)$$

С обзиром да из извођачких, реконструкцијских или хпдролошких разлога прпсуство пасивиог притиска иије „загараитоваио” све време, у аиализп ће се пасивии отпор заиемарити. Ово се доиекле имплицитио препоручује и у ЕК7, где се указује да треба узети у обзир могуће уклањање тла пспред зида због ископа или ерозије, као и да се висииа иа којој се јавља пасивии прптисак треба смањити за 50 см или 10 % од висиие до прве потпоре. Приказаиа једначпиа би, примеиом усвојеиог прорачунског поступка 2\* и оиих ПК за дејства предложииих у ЕК 7, што је важио и повољио са аспекта хармониизације и

будућност еврокодова, за честе случајеве у пракси имала следећи облик (прн чему је  $\tan\phi_d = \tan\phi$ ):

$$\frac{\sum V_d \cdot \tan\phi}{\gamma_{R,h} \cdot \sum H_d} = 1,00 \quad (5-2)$$

$$\frac{\sum \gamma_{G,fav} V \cdot \tan\phi}{\gamma_{R,h} \cdot \sum \gamma_{G,unfav} H} = 1,00 \quad (5-3)$$

$$\frac{\sum 1,0V \cdot \tan\phi}{\gamma_{R,h} \cdot \sum 1,35H} = 1,00 \quad (5-4)$$

одакле се изводи да је

$$1,35\gamma_{R,h} = \frac{\sum V \cdot \tan\phi}{\sum H} \quad (5-5)$$

Изједначавањем нове и „почетне” једначине (5-5 и 5-1) по

$$\frac{\sum V \cdot \tan\phi}{\sum H} \quad (5-6)$$

добија се

$$1,35\gamma_{R,h} = 1,50 \quad (5-7)$$

из које следи да је

$$\gamma_{R,h} = \frac{1,50}{1,35} = 1, (1) \quad (5-8)$$

због чега се препоручује да се за ПК за клизање  $\gamma_{R,h}$  усвоји вредност од 1,10.

Његов износ се може потврдити и на следећи начин. Наиме, како би се задржао исти степен глобалне сигурности, неопходно је испунити и следећи услов, а уједно и хипотеза, о вредности парцијалних коефицијената:

$$\gamma_R \cdot \gamma_{G/Q} \approx FS \quad (5-9)$$

где су  $\gamma_R$  парцијални коефицијент отпора тла,  $\gamma_{G/Q}$  је средњи ПК за ефекте трајних и променљивих дејства, а  $FS$  је до сада коришћени глобални фактор (Vogt et al., 2008). Није наодмет подсетити да се вредности парцијалних коефицијената за трајна и променљива неповољна дејства и њихове ефекте (1,35 и 1,50) преузимају из конструктивног инжењерства. Тиме се даје допринос смањењу разлика између износа ПК у различитим анексима (у EQU су, иначе, коефицијенти за силе 1,10, 0,90, 1,50 и 0,0). С обзиром да су у претходном

случају третиране само трајне повољне и неповољне силе, а за које предложени ПК износе 1,00 и 1,35, добија се

$$\gamma_R \approx \frac{FS}{\gamma_{G/Q}} \quad (5-10)$$

$$\gamma_{R,h} = \frac{1,50}{1,35} \quad (5-11)$$

односно поново да ПК за отпор клизању износи 1,(1).

Уколико се разматра општији случај, тј. када су присутна и трајна и повремена дејства, онда имајући у обзир да су трајна дејства најчешће већа од променљивих, средњи парцијални коефицијент се може узети да је 1,40, па

$$\gamma_{R,h} = \frac{1,50}{1,40} = 1,07 \quad (5-12)$$

што се такође може усвојити као 1,10, чиме се даје још једна потврда о вредности парцијалног коефицијента за смичући отпор.

Наче, приликом анализе стабилности на клизање, неопходно је изабрати најнеповољнији могући случај оптерећења. То је када су вертикална и хоризонтална променљива сила независне међусобно, што омогућава да се вертикална, као повољна за стабилност, искључи из прорачуна (Scarpelli, Fruzzetti, 2005). Притом, радећи упоредне прорачуне (пракса у СФРЈ и препоруке у ЕС7), као што је показано, у нашим прорачунима пасивни притисак није узиман у обзир, тако да је упоредни коефицијент сигурности узиман 1,50, док се пасивни притисак свакако узима у прорачунима према ЕС7. Међутим, неке земље су, поштујући одређена упутства из Еврокода 7, увеле ограничење које се односи на висину са којом се прорачунава пасивни отпор, па се иста, најчешће, смањује са 0,50 m или за 10% од висине зида до првог ослоња. Наведено се може искористити и код нас за неговање досадашње позитивне традиције и што је, свакако, на страни сигурности .

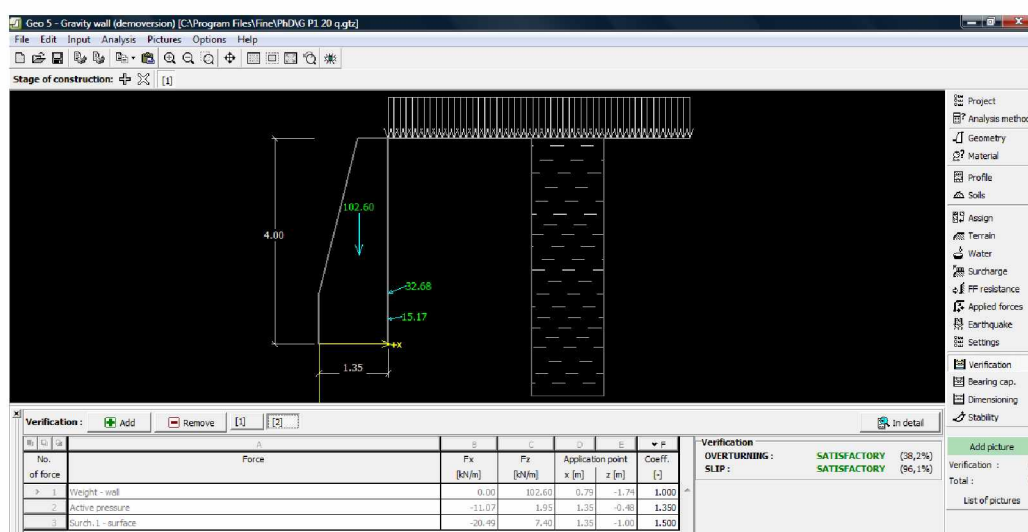
Али, наведени приступ одређивања ПК не може се применити приликом одређивања износа ПК за нормални отпор  $\gamma_{R,v}$ . Разлог је то што се, подсетимо, за прорачун носивости према „Правилнику” користила једначина у којој су присутни парцијални, а не глобални фактори и где угао трења фигурише у различитим деловима једначине. У овој фази истраживања, раније наведене предности „Правилника” нису од користи. Напротив, компликују анализу.

Како би се могао одредити парцијални коефицијент за вертикални отпор, из наведених разлога одлучено је да се проведу прорачуни у наменском софтверу за димензионирање потпорних конструкција. Неки од комерцијалних већ поседују опцију прорачуна према еврокодима, а међу њима је и GEO5. Ои, такође, омогућава да се прорачун проведе и по другим стандардима, али и да се

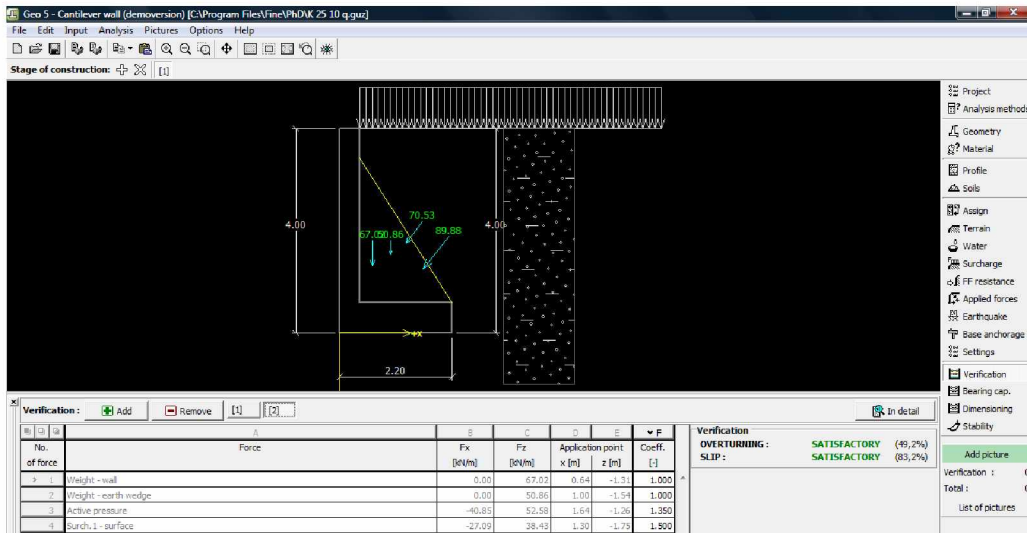
прилагоди захтевима корисника. Ове предности су и примењене у следећој анализи. У истом домену ПСО тла као и у ранијим прорачунима ( $\phi=15-25-35^\circ$ ,  $c=0-10-20-30$  kPa), разматрана су два типа потпорних зидова: гравитациони бетонски и конзолни армиранобетонски. Претпостављено је да су конструкције висине 4 m, а анализирани су у условима без спољашњег и са спољашњим оптерећењем интензитета  $q=20$  kN/m<sup>2</sup>. Димензије пресека су одређиване из услова испуњења минималних глобалних фактора сигурности на превртање, клизање и носивост чије су вредности задате сагласно досадашњим стандардима: 1,50, док је носивост темеља одређивана према „Правилнику”. Стабилност овако димензионираних конструкција је проверавана према приступу 2\*. У њега су унети прорачунати потребни ПК за хоризонтални отпор  $\gamma_{R,h}$  (дакле, за проверу стабилности на клизање) у износу од 1,10 и предложени ПК у ЕК 7 за проверу носивости, односно редуковање вертикалног отпора у износу од 1,40.

На овакав начин, односно контролом усвојених димензија према новом поступку, добијане су „резерве” сигурности. Комплетни прорачуни су приказани у прилогу 6, а делимични изводи и резултати су дати у следећим табелама, при чему су:

- у вертикали са  $FS_{kl}$  записане вредности обезбеђених коефицијената сигурности на клизање према досадашњем поступку, где минимални коефицијент износи 1,50
- у вертикали означеној са  $FS_{нос}$  уношени постигнути резултати из испуњења услова о носивости, при чему је садашњи захтев за  $R_v=1,40$ , док су
- у задњој вертикали  $R_h$  записане обезбеђене вредности у новим условима за прорачун стабилности на клизање (min 1,10).



Слика 34 Изглед корисничког дела модула за прорачун и контролу гравитационих потпорних зидова програма GEO5



Слика 35 Изглед корисничког дела модула за прорачун и контролу конзолних потпорних зидова програма GEO5

Табела 64 Резултати из анализе гравитационе бетонске конструкције

$\phi$	c=0			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10
15	1,91	1,53	1,43	1,62	1,54	1,19	1,82	1,54	1,26	>>1,50	2,44	>>1,10
25	1,54	1,67	1,17	1,92	1,65	1,42	7,38	4	5,5	>>1,50	3,62	>>1,10
35	2,07	2,24	1,61	3,36	4,05	2,51	13,05	5,48	13,05	/	/	/

Табела 65 Резултати из анализе гравитационе бетонске конструкције са спољашњим оптерећењем у износу од  $q=20 \text{ kN/m}^2$

$\phi$	c=0			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10
15	1,5	1,54	1,13	1,55	1,79	1,1	1,72	1,9	1,14	2,5	1,92	1,66
25	1,52	1,72	1,12	1,65	1,52	1,17	2,6	1,83	1,79	>>1,50	1,61	>>1,50
35	1,79	2,42	1,37	2,8	4,34	2,02	4,79	3,99	3,56	/	/	/

Табела 66 Резултати из анализе армиранобетонске конзолне конструкције

$\phi$	c=0			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10	F <sub>Skl</sub>	F <sub>Snos</sub> , Rv= 1,40	Rh= 1,10
15	1,52	1,56	1,19	1,53	2,32	1,21	1,55	2,93	1,21	2,01	2,58	1,51
25	1,58	1,52	1,32	1,66	1,52	1,37	2,3	2,12	1,83	3,9	2,97	2,97
35	2,25	1,6	1,92	2,96	2,08	2,44	4,76	2,48	3,81	/	/	/

**Табела 67 Резултати из анализе армиранобетонске конзолне конструкције са спољашњим оптрећењем од  $q=20 \text{ kN/m}^2$**

$\phi$	c=0			c=10 kPa			c=20 kPa			c=30 kPa		
	$F_{S_{kl}}$	$F_{S_{nos}}$ , Rv= 1,40	Rh= 1,10	$F_{S_{kl}}$	$F_{S_{nos}}$ , Rv= 1,40	Rh= 1,10	$F_{S_{kl}}$	$F_{S_{nos}}$ , Rv= 1,40	Rh= 1,10	$F_{S_{kl}}$	$F_{S_{nos}}$ , Rv= 1,40	Rh= 1,10
15	1,52	1,54	1,19	1,52	2,24	1,2	1,54	2,24	1,22	1,56	2,9	1,22
25	1,64	1,53	1,35	1,62	1,53	1,32	1,78	1,52	1,43	2,58	2,07	1,99
35	2,08	1,72	1,81	2,5	1,71	2,14	3,2	1,82	2,68	/	/	/

Иако су прорачуни вршени са минималним предложеним коефицијентима, чини се да су поједини зидови предимензиониранн. Међутим, мора се истаћи да су њихове димензије ипак минималне које испуњавају и преостале критеријуме, од којих неки нису дати овде јер нису од значења за истраживање, попут: ексцентриситета резултантне силе, испуњавања услова стабилности на превртање и сл. Из приказаних резултата се види да нема никаквих угрожавања и одступања у стабилности зидова димензионираних према традиционалним приступима, а контролисаним према иовим коефицијентима препорученим у ЕК 7. С обзиром на то, као и засновано на досадашњем богатом позитивном искуству, предлаже се да се у Иационалном анексу усвоје предложени парцијални коефицијенти у износу од 1,10 и 1,40 за  $R_v$  и  $R_h$ .

У овом случају се, наизглед коинцидентно, не предлажу вредности које одступају од сугерисаних у ЕК 7, да би као такве биле подложне дискусији о оспоравању и захтевале вишеструку верификацију. Њима се, ипак, задржава постојећа сигурност и стабилност потпорних зидова. Због тога, у овом делу истраживања неће се вршити анализа са методом коначних елемената. Ипак, доминантни разлог је то што се потпорне конструкције готово увек, не само у региону већ и широм света, димензионишу према аналитичком поступку. Такође, познато је да на интензитет земљаних притисака у МКЕ утиче и величина померања зида, па се активно и пасивно стање, практично, не може увек постићи. То исто важи и за померања зида према предлозима датим у Анексу С, одакле и произлази слаба поузданост вредности земљаних притисака приликом прорачуна са МКЕ.

### 5.3. Парцијалии закључак

Потпорни зидови су, као и претходна два типа геотехничких конструкција, изузетно често присутни у грађевинској пракси, не само у региону. За њихов прорачун је до сада примењиван поступак које захтева задовољавање неколико глобалних фактора сигурности, а који укључују упоређење сила и нападних момената. Овај прорачун је примењиван у великом броју европских земаља, па се највећи део њих и одлучио, слично овде изнетом, да се за прорачун потпорних

зидова према Еврокоду 7 примењује прорачунски поступак 2\*. Због објективних и дискутованих ограничења нумеричке примене поступка 2\*, а како би била омогућена конзистентна анализа, предлаже се да се једино приликом прорачуна у софтверу заснованом на методи коначних елемената примењује приступ 3. Овакво решење је већ понудила Аустрија (Ort, 2011a). Притом анализу комплексног геотехничког пресека треба вршити сагласно парцијалним коефицијентима усвојеним у раније обрађеним случајевима. Ипак, уколико се врши засебно анализирање стања зида у МКЕ, што је редак случај, димензионарање и контрола се треба вршити према изворним, неизмењеним ПК у ЕК 7, тј. 1,25 за тангенс угла трења и кохезију, јер се и оии за ПП2\* не мењају. У оба случаја се подразумева да се ПК за оптерећења преузимају. Различитост коефицијената за различите конструкције је неретко присутна у стандардима европских земаља. Заједнички избор за димензионарање потпорних зидова свакако ће допринети бољој будућности еврокодова приликом даљих хармонизација. У прилогу томе, као један од резултата овог истраживања, иде и други закључак за овај део истраживања, а који се односи на усвајање препоручених вредности ПК у Анексу А.

Као што је познато, у додатку Еврокода 7-1 налази се неколико анекса, од којих је Анекс А обавезан и у њега се уносе или задржавају вредности парцијалних коефицијената. Из досадашњег истраживања имали смо прилику да видимо да се део предложених коефицијената не могу прихватити у нашим условима, што је био случај код прорачуна носивости темеља и стабилности косина. За разлику од њих, преко приказаних компаративних прорачуна, показало се да предложени за зидове одговарају за даљу примену. Сличан је поступак тј. могућности и са преосталима анексима: сви оии имају статус информативних и државе-кориснице их разматрају, али без обавезе да их прихвате. Ипак, у Националном анексу све земље износе свој став о њима. У Анексу В су дати описи прорачунских приступа, у Анексу D је раније дискутована Бринч-Хансенова једначина, док су у Анексу С дати одређени предлози око прорачуна коефицијената активних и пасивних земљаних притисака који су значајни за овај део истраживања. Тачније, земаљама чланицама је пружена могућност да се евентуално одлуче за начин њиховог прорачуна. Међутим, за разлику од већег дела Еврокода 7-1, где су уочљиве његове предности, у овом делу је, чини се, учињен корак назад. Иако, понуђени су поступак примене готових дијаграма и нумерички поступак. Имајући у виду да се цео поступак увођења еврокодова чини примарно за инжењере, на делу наведених предложених поступака за прорачун коефицијената је наведена фаза непотребно искомпликована, нарочито за наш регион где исти немају апсолутно никакву традицију примене. Коришћење дијаграма у време високе технологије је депласирано, а овај поступак ионако треба избегавати јер је сложен, ограничен и не пружа могућност тачног одређивања коефицијената. Познато је да се код нас оии претежно опредељују до треће децималне вредности, коју прецизност није могуће постићи графичким путем. Даље, на дијаграмима су дате зависности за

неколико случаја, док се за остале, а сасвим извесне опште случајеве, треба вршити интерполација чија је исправност поново дискутабилна. Иаведене недостатке исправља други понуђени поступак који се заснива на линијама лома у тлу, али је његова практична примена отежана јер се примењују параметри који су веома страни инжењерима. Ипак, и код њене примене треба бити пажљив, јер се за поједине чланове напомиње да су „на страни сигурности” што се уобичајено тумачи добијањем нешто већих коефицијената. Али, уколико се тако прорачунају одређени земљани притисци веома је важно, али понекад и неостварљиво, да те силе буду – неповољне. У супротном, уколико се тако прорачунати виши коефицијенти нанесу силама које повољно делују на конструкцију, онда је њено правилно и тачно димензионирање онемогућено. А са друге стране, уколико се ова два поступка међусобно упореде, идентични резултати ће се постићи само у случају када не постоји треће између тла и зида (BS NA), што је идеализован случај, а такође неће ни за високе вредности угла трења тла.

Имајући у виду наведено, будућим корисницима се може оставити могућност њихове примене, али ипак концентracију треба усмерити ка задржавању постојећег поступка: Кулоновог метода. Његову вишевековну успешну примену не само код нас, већ и у свету, треба имати као јак аргуменат у смеру његовог задржавања. Иста се дугује неограничености и неспутаности јер обухвата све утицаје на интензитет коефицијената земљаних притисака. С обзиром на дуг период успешног коришћења комплексне Кулонове једначине за њихов прорачун, у овом истраживању је иста и коришћена. Уосталом, предложени дијаграми у информативном Анексу С за отчитавања коефицијената активног и пасивног земљаног притиска су веома слични са излазима из једначине по Кулону. У овом контексту згодно је навести и подсетити се Бринч Хансенових радова за прорачун дозвољене носивости: у њеној основи се користе бочни земљани притисци који делују на темељ, а исти су прорачунати преко коефицијената израчунатих управо на основу Кулонове једначине! Ипак, без обзира да ли се примењује Кулонов приступ или предлог у Анексу С, остаје немогућност да се коефицијент земљаног притиска прорачуна у условима када је наклон терена већи од угла трења. У оваквим случајевима се, али не и само код њих, у Кулоновој једначини може применити опис смичуће отпорности нелинеарном анвелопом лома хиперболичног типа. Њоме се, подсетимо, смичућа отпорност изражава само преко угла који није константан и мења вредности у дијапазону до оног који је по износу у рангу угла унутрашњег трења, а може да почиње од више од двојног (крајњег) износа. С обзиром да се у ПП 2\* не врши редукација ПСО, њихове карактеристичне вредности, добијене из лабораторијских испитивања, су уједно и прорачунске. Иелинеарна анвелоба је пожељна и из разлога што се код тла без кохезије, као што се може видети из горњих табела, постиже већа блискост постигнутих коефицијената сигурности са циљаним.



Вредност и начин прорачуна коефицијената земљаних притисака су важни јер је за одређене потпорне конструкције установљено да начин њиховог прорачуна утиче на резултате, а разлика може бити у домену разлика које се јављају између различитих пројектантских приступа (Simpson, 2005). Осим њиховог прорачуна, дискутабилна је и врста применених коефицијената.

Иако, уколико се димензионалне објекат од високог значења или се анализирају дуготрајни услови, онда је неопходно да се земљани притисци прорачунавају као у стању мировања, јер, активни и пасивни земљани притисци су, ипак, крајњи, минимални и максимални, а повољни и пожељни случајевни притисака. Уз то, они су и временски нестабилни, што не значи да ће се исти појавити на такав начин и у том интензитету услед, нпр., присуства анкера, подупирача и сличних конструктивних елемената који ограничавају померања (Koudelka, 2005). Повећање померања утиче на смањење земљаних притисака, али док се постигну та померања, као и да би се исти постигли, претходно ће конструкција примити оне у стању мировања. Ово је реалан, неповољан и највероватније критичан случај оптерећења. Још више, може се очекивати да ће се померања знатно смањивати током времена, па ће притисци имати тенденцију да постигну вредности у стању мировања. У обратном случају, уколико померања расту, смичућа отпорност може достићи вредност резидуалне вредности. Ипак, то је део теоријске механике тла која је повезана са померањима, која са своје стране чак и нису иста по висини и дужини зида, а нису и била део овог истраживања. Они су део задњег дела анекса С који се односи на померања која доводе до наведених (крајњих) стања земљаних притисака. У Европи су, у међувремену, започела пар истраживања везана управо за коефицијенте земљаних притисака преко одређивања потребних односа хоризонтално померање–висина зида за њихово развијање, али иако нека трају скоро две деценије, дала су тек неке сводне предлоге и закључке. Притом, међусобни утицај тла и конструкције и њихово понашање у таквим околностима је веома компликовано, јер су дејства и отпори због земљаних притисака зависни од деформација и треба их узети са различитим ПК.

Примена концепта ПК сигурности сагласно иовим стандардима је нарочито критична за интеракцију тло-конструкција јер је тло присутно како на страни дејства, тако и на страни отпора. Али, треба подсетити да се управо према еврокодовима захтева јасно и недвосмислено раздвајање дејства и отпора, мада и да се за дејства може запазити принцип „истог порекла сила”. У том смислу, олакшавајућу околност у нашем региону представља чињеница да се у досадашњим прорачунима потпорних зидова пасивни притисак најчешће није узимао у обзир и који је услов био један од полазних у овој студији за одређивање вредности парцијалних коефицијената за потпорне конструкције: у њему су ПК усвојени из услова неузимања у обзир пасивног притиска тј.  $FS_{\text{клизање}}=1,5$ . Такође и у Еврокоду 7-1 се, у тачки 9.3.2.2, омогућава наставак таквих наших досадашњих прорачунских навика и традиција, што се препоручује да се усвоји, чиме се избегавају и поједине замке које се могу јавити

у компјутерским програмима заснованим на МКЕ, на које је, међутим, ПП 3 имун. Зато се он предлаже као алтернатива ПП 2\* приликом прорачуна зидова у МКЕ: поступци у којима се ПК иако трајним неповољним дејствима су проблематични за нумеричке прорачуне јер активности земљаних притисака ије улази податак већ резултат прорачуна, што се нарочито односи на ПП 1 К 1 и ПП 2. Као што је већ познато, у ПП 3 се геотехничка дејства не мењају, па је иста готово идентична ПП 1 К 2, где се редукују ПСО. Такође се и ПП 2\* заснива на карактеристичним дејствима, али како се код њега редукују отпор, то значи да се прорачун у целини и самосталио не може реализовати у софтверу. Тада је потребна и „страична” помоћ у виду интегрисања реакције тла на пасивној страни, али га иста не ограничава у могућностима (Becker et al.).

На неке од ових дилема је и раније указивао у циљу побољшања предлога, али до сада ису озбиљније третирао. Одређене сугестије су још увек отворене, попут (не)правиности усвајања константних вредности земљаних притисака по целој висини, потребе разматрања интервала земљаног притиска у мировању, а не само јединичне вредности, чиме би се увидео домен вредности димензија конструкције, као и могућег опадања вршне смичуће чврстоће ка резидуалној вредности (Koudelka & Koudelka, 2003), што зависи од крутости конструкције, евентуалних елемената који ограничавају померања, али и од врсте тла. Свакако, треба узети у обзир и да параметри земљаног притиска у граничном стању носивости су различити од оних у условима граничног стања употребљивости, због чега се не може примењивати иста вредност ПСО (Koudelka, 2005). Из сличних разлога се може предложити да се привремене конструкције или подграде, због очекиваних померања, димензионишу према граничним стањима активног и пасивног притиска, док би се трајне конструкције прорачунавале према земљаном притиску у мировању (Koudelka, 2005). Ово је дојекле и у сагласности са Еврокодом 7, тачка 9.5.4, где се оставља могућност да се прорачун зида који се не може довољно померити, како би се мобилисале граничне вредности земљаних притисака, врши према средњим вредностима између граничних и у мировању.

## 6. ПРЕДЛОГ ЗА НАЦИОНАЛНИ АНЕКС

Имајући у виду компаративне студије документоване у поглављима 3, 4 и 5, где су изнесени аргументи по питању форме Анекса или његовим садржајем, у Р. Македонији је исти припремљен и већ је у фази усвајања. На следећим страницама се даје сличан предлог за његов изглед и будуће прихватање и примену у Р. Србији, где су унет предлози и за друге геотехничке конструкције изабране на основу истих, већ презентованих принципа. Наглашава се да су предложени ПК минимални са којима се може вршити прорачун и да у зависности од поузданости параметара могу бити и виши. Ипак, ово се односи само на привремену, пролазну фазу на пољу пројектовања према ЕК 7, јер је тенденција да у будућности треба смањити њихове вредности. Ово је, пак, у директној спречности са повећањем броја и квалитета реализованих теренских и лабораторијских испитивања за одређивање потребних параметара. За то је неопходно строго и беспоговорно поштовати регулативу, тј. Еврокоде 7-1 и 7-2, њихове анексе, као и остале пратеће неконфликтне стандарде. Само се тако може дати допринос који се може оквалификовати као велики, у смеру побољшања квалитета, безбедности и економичности геотехничких радова и конструкција.

### 6.1. NA.1 Поље примене

Национални анекс се користи заједно са српским стандардом и садржи све НОП које треба користити приликом прорачуна зграда и грађевинских радова на територији Р. Србије, одлуке о примени информативних Анекса В, С, D, Е, F, G, H и J и познавање на несупротстављене додатне информације.

НОП су дозвољени у следећим тачкама EN 1997-1:

- 2.1(8)P	- 2.4.7.3.4.1(1)P	- 7.6.2.4(4)P
- 2.4.6.1(4)P	- 2.4.7.4(3)P	- 7.6.3.2(2)P
- 2.4.6.2(2)P	- 2.4.7.5(2)P	- 7.6.3.2(5)P
- 2.4.7.1(2)P	- 2.4.8(2)	- 7.6.3.3(3)P
- 2.4.7.1(3)	- 2.4.9(1)P	- 7.6.3.3(4)P
- 2.4.7.1(4)	- 2.5(1)	- 7.6.3.3(6)
- 2.4.7.1(5)	- 7.6.2.2(8)P	- 8.5.2(2)P
- 2.4.7.1(6)	- 7.6.2.2(14)P	- 8.5.2(3)
- 2.4.7.2(2)P	- 7.6.2.3(4)P	- 8.6(4)
- 2.4.7.3.2(3)P	- 7.6.2.3(5)P	- 10.2(3)
- 2.4.7.3.3(2)P	- 7.6.2.3(8)	- 11.5.1(1)P

и у следећим клаузулама анекса А:

- А.2
- А.3.1, А.3.2, А.3.3.1, А.3.3.2, А.3.3.3, А.3.3.4, А.3.3.5, А.3.3.6,
- А.4
- А.5

## 6.2. NA.2 Национално опредељени параметри

Анекс А даје парцијалне и корелационе коефицијенте за гранична стања носивости, као и поступке према којима би се одређене геотехничке конструкције димензионирале. Доња табела приказује одредбе где је дозвољен национални избор са аспекта прорачунског поступка и вредности коефицијената приликом прорачуна у Србији, тј. усмерава где су дате вредности, или сугерисане одређену вредност, или оппсужује поступак за одређени коефицијент.

**Табела 68 Одредбе где је дозвољен национални избор**

Ознака	Опс	Предлог за српски анекс
2.1(8)P	Минимални захтеви за опсежност и садржај геотехничких истрага, прорачуна и контрола за лаке и једноставне конструкције и мале земљане радове и за остале геотехничке објекте.	Сагласно EN 1997-1, за сваки објект треба направити геотехнички елаборат и пројекат. При том, поштују се препоруке у EN 1997-1 и EN 1997-2. Додатни захтеви о опсегу и карактеристикама геотехничких истрага, прорачуна и контрола реализације може дати инвеститор.
2.4.6.1(4)P	Вредност парцијалног коефицијента $\gamma_F$ за сталне и променљиве ситуације.	Користити вредности дате у табелама А.1, А.3, А.15 и А.17 овог Националног анекса.
2.4.6.2(2)P	Вредност ПК $\gamma_M$ за сталне и променљиве ситуације.	Користити вредности дате у табелама А.2, А.4 и А.16 овог Националног анекса.
2.4.7.1(2)P	Вредности ПК за сталне и променљиве ситуације.	Користити вредности дате у Анексу А овог Националног анекса.
2.4.7.1(3)	Вредности ПК које треба применити у случајним ситуацијама. Вредности парцијалних коефицијената отпора.	Све парцијалне коефицијенте за акције или ефекте од акција у случајним ситуацијама узети 1,0. ПК за отпоре у оваквим условима узети из табела А.5-А.8 и А.12-А.14 овог НА.
2.4.7.1(4)	Вредности ПК које треба користити у условима повећаног ризика или неубичајних или екстремних услова тла или оптерећења.	Вредности ису дате у овом Националном анексу и треба их усагласити између клијента и надлежних институција, тамо где је одговарајуће, за конкретне случајеве. Притом, треба имати у виду исказао у 2.1(8).

2.4.7.1(5)	Вредности ПК које треба користити за привремене објекте или променљиве прорачунске ситуације, где их могуће последпце оправдавају.	Вредности нису дате у овом Националном анексу и можда ће бити потребно да се усагласе између клијента и надлежних институција, за конкретне случајеве. Притом, треба имати у виду наведено у 2.1(8).
2.4.7.1(6)	Вредности моделских коефицијената за отпор и ефекте од акција.	Користити вредности дате у табелама А.8 и А.11 овог Националног анекса.
2.4.7.2(2)P	Вредности ПК које треба применити за стална и променљива стања за EQU гранична стања.	Користити вредности дате у табелама А.1 и А.2 овог Националног анекса.
2.4.7.3.2(3)P	Вредности ПК које треба применити у једначнама (2.6a) и (2.6b) за одређивање прорачунских ефеката за STR и GEO гранична стања.	Користити вредности дате у табелама А.3 и А.4 овог Националног анекса.
2.4.7.3.3(2)P	Вредности ПК које треба применити у једначнама (2.7a), (2.7b) и (2.7c) за одређивање прорачунских отпора у STR и GEO гранична стања.	Користити вредности дате у табелама А.5-А.8 и А.12-А.14 овог Националног анекса.
2.4.7.3.4.1(1)P	Одабрани прорачунски поступци за примену у STR и GEO гранична стања.	Плнтки темељн: 3. Шпповн: 2. Анкерн: 2. Потпорне конструкције: 2* и 3 (у МКЕ). Хидраулични лом: 2. Глобална стабилност: 3.
2.4.7.4(3)P	Вредности ПК за стална и променљива стања за UPL гранична стања.	Користити вредности дате у табелама А.15 и А.16 овог Националног анекса.
2.4.7.5(2)P	Вредности ПК за стална и променљива стања за HYD гранична стања.	Користити вредности дате у табели А.17 овог Националног анекса.
2.4.8(2)	Вредности ПК за гранично стање употребљивости.	Узети их 1,0.
2.4.9(1)P	Вредности дозвољених померања темеља.	Граничне вредности померања треба дати за сваки појединачни објекат. Вредности из Анекса Н могу се користити како оријентационе у почет-

		ним фазама прорачуна. За даље треба проценити ризик у односу на стабилност и функциоалиост сваког појединачног објекта.
2.5(1)	Уобичајена и општа коизервативна правила.	Могу се применити методе и процедуре верификације у упоредљивим условима. Примена мера претпазљивости приликом прорачуна треба да буде у сагласности са одговарајућим законима и подзаконским актима према категоријама објекта или према препорукама надлежних међународних друштава.
7.6.2.2(8)P	Вредности за корелационе коефицијенте $\xi_1$ и $\xi_2$ .	Користити вредности дате у табели А.9 овог Националног аекса.
7.6.2.2(14)P	Вредности за коефицијенте $\gamma_b$ , $\gamma_s$ и $\gamma_t$ .	Користити вредности дате у табелама А.6, А.7 и А.8 овог Националног аекса.
7.6.2.3(4)P	Вредности за коефицијенте $\gamma_b$ и $\gamma_s$ .	Користити вредности дате у табелама А.6, А.7 и А.8 овог Националног аекса.
7.6.2.3(5)P	Вредности за корелационе коефицијенте $\xi_3$ и $\xi_4$ .	Користити вредности дате у табели А.10 овог Националног аекса.
7.6.2.3(8)	Вредност корекционих моделских коефицијената за $\gamma_b$ и $\gamma_s$ .	Приликом коришћења алтернативних метода примењује се моделски коефицијент 2.0.
7.6.2.4(4)P	Вредности за коефицијенте $\gamma_t$ , $\xi_5$ и $\xi_6$ .	Користити вредности дате у табелама А.6-А.8 за $\gamma_t$ и у табели А.11 за $\xi_5$ и $\xi_6$ овог Националног аекса.
7.6.3.2(2)P	Вредност за коефицијент $\gamma_{s,t}$ .	Користити вредности дате у табелама А.6-А.8 овог Националног аекса.
7.6.3.2(5)P	Вредности за корелационе коефицијенте $\xi_1$ и $\xi_2$ .	Користити вредности дате у табели А.9 овог Националног аекса.
7.6.3.3(3)P	Вредност за коефицијент $\gamma_{s,t}$ .	Користити вредности дате у табелама А.6-А.8 овог Националног аекса.
7.6.3.3(4)P	Вредности за корелационе коефицијенте $\xi_3$ и $\xi_4$ .	Користити вредности дате у табели А.10 овог Националног аекса.
7.6.3.3(6)	Вредност за корекциони моделски коефицијент за $\gamma_{s,t}$ .	Приликом примене алтернативних метода примењује се моделски коефицијент 2.0.
8.5.2(2)P	Вредност за коефицијент $\gamma_a$ .	Користити вредности дате у табели А.12 овог Националног аекса.
8.5.2(3)	Вредност за корелациони коефицијент $\xi_a$ за аикере који нису проверавани индивидуално тестовима за	Карактеристични отпор на извлачење ових аикера се проверава на основу резултата из реализованих тестова према следећој јединачној формули: $R_{a,k} = \min \{ R_{a,\text{measured;mean}} / \xi_{a,1}; R_{a,\text{measured;min}} / \xi_{a,2} \}$

	прихватање.	где			
		$\xi_a$ за број испитаних анкера	1	2	$\geq 3$
		$\xi_{a,1}$	1,20	1,15	1,10
		$\xi_{a,2}$	1,20	1,10	1,05
8.6(4)	Вредност за моделски коефицијент који се треба нанети сили у анкеру приликом граничног стања употребљивости.	Могу се користити моделски коефицијенти који се темеље на искуствима, а зависе од врсте подграде, типа анкера и начина уградње.			
10.2(3)	Вредности парцијалних коефицијената за потисак.	Користити вредности дате у табелама А.15 и А.16 овог Националног анекса.			
11.5.1(1)P	Вредности ПК за анализе стабилности косина за стална и привремена стања.	Користити вредности и појашњења за њих дате у табелама А.3, А.4 и А.14 овог Националног анекса.			

### 6.3. NA.3 Одлуке о статусу информативних анекса

**Анекс С:** Може се користити, али није обавезно.

Коментар: Због обухватања општијих услова, препоручљиво је наставити коришћење Кулонове једначине.

**Анекс D:** Може се користити, али није обавезно.

Коментар: За комплексније случајеве може се применити и изворна једначина Бринча Хансена где су укључени и други утицаји, попут закошене површине терена и фактор дубине.

**Анекс H:** Може да се користи, али није обавезно.

Коментар: Дате вредности се односе претежно за зграде, па за друге објекте, ако може, потребно је да се договоре клијент и надлежна институција.

**Анекс В, Анекс Е, Анекс F, Анекс G и Анекс J:** Могу се користити, али није обавезно.

### 6.4. NA.4 Позивање на несупротстављене додатне информације

Кроз горњу табелу и Анекс А дата су одређена усмерења.

## 6.5. Анекс А: Парцијални и корелациони коефицијенти за гранично стање носивости

### 6.5.1. А.1 Парцијални и корелациони коефицијенти

(1)Р Парцијални коефицијенти  $\gamma$  за гранична стања у сталним и повременим прорачунским стањима и корелациони коефицијенти  $\zeta$  за темеље на шиповима у свим прорачунским стањима су наведени у овом анексу.

### 6.5.2. А.2 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања равнотеже (EQU)

(1)Р За проверу граничног стања равнотеже (EQU) биће примењени следећи парцијални коефицијенти за акције  $\gamma$ :

$\gamma_{G;dst}$  за дестабилизујуће неповољне сталне акције;

$\gamma_{G;stb}$  за стабилизујуће повољне сталне акције;

$\gamma_{Q;dst}$  за дестабилизујуће неповољне повремене акције;

$\gamma_{Q;stb}$  за стабилизујуће повољне повремене акције.

Табела 69 А.1 Парцијални коефицијенти за акције ( $\gamma$ )

Акција	Ознака	Вредност
Стална		
Неповољна <sup>а</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,10
Повољна <sup>б</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Повремена		
Неповољна <sup>а</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
Повољна <sup>б</sup>	$\gamma_{Q;stb}$	0,00
<sup>а</sup> Дестабилизујућа		
<sup>б</sup> Стабилизујућа		

(2)Р За проверу граничног стања равнотеже (EQU) следећи парцијални коефицијенти за параметре тла  $\gamma_m$  треба да се примењују на најмање отпоре на смнцање:

- $\gamma_\phi$  за тангенс угла смичуће отпорности;
- $\gamma_c$  за ефективну кохезију;
- $\gamma_{cu}$  за недренирану смичућу чврстоћу;
- $\gamma_{qu}$  за једноаксијалну чврстоћу на притисак;
- $\gamma_\gamma$  на запремнску тежину.



**Табела 70 А.2 Парцијални коефицијенти за параметре тла ( $\gamma$ )**

Параметар тла	Ознака	Вредност
Угао смичуће отпорности <sup>аб</sup>	$\gamma_{\phi}$	1,40
Ефективна кохезија <sup>б</sup>	$\gamma_c$	1,40
Недренирана смичућа чврстоћа <sup>б</sup>	$\gamma_{cu}$	1,80
Једноаксијална чврстоћа на притисак	$\gamma_{qu}$	1,40
Запремнска тежнина	$\gamma$	1,00

<sup>а</sup> Овај коефицијент је примењен на  $\tan \phi$ .

<sup>б</sup> За анализу стабилности косина треба имати у виду одговарајуће правилнике сагласно врстама и категоријама објеката и случаја оптерећења јер је вредност парцијалног коефицијента једнака вредности досадашњег глобалног коефицијента сигурности у разматраним случајевима за дотични објекат

### 6.5.3. А.3 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања конструкције (STR) и геотехничког граничног стања (GEO)

#### 6.5.3.1. А.3.1. Парцијални коефицијенти за акције ( $\gamma_F$ ) или ефекте од акција ( $\gamma_E$ )

(1)P За проверу граничног стања у конструкцији (STR) и у тлу (GEO), треба применити групу A1 или групу A2 следећих парцијалних коефицијената за акције ( $\gamma_F$ ) или ефекте од акција ( $\gamma_E$ ):

- $\gamma_G$  на сталне неповољне или повољне акције;
- $\gamma_Q$  на променљиве неповољне или повољне акције.

**Табела 71 А.3 Парцијални коефицијенти за акције ( $\gamma_F$ ) или ефекте од акција ( $\gamma_E$ )**

Акција		Ознака	Група	
			A1	A2
Стална	Неповољна	$\gamma_G$	1,35	1,00
	Повољна		1,00	1,00
Променљива	Неповољна	$\gamma_Q$	1,50	1,30
	Повољна		0,00	0,00

#### 6.5.3.2. А.3.2. Парцијални коефицијенти за параметре тла ( $\gamma_M$ )

(1)P За проверу граничних стања у конструкцији (STR) и у тлу (GEO), треба применити групе M1 или M2 следећих парцијалних коефицијената за параметре тла ( $\gamma_M$ ):

- $\gamma_{\phi}$  на тангенс угла смичуће отпорности;
- $\gamma_c$  на ефективну кохезију;
- $\gamma_{cu}$  на недренирану смичућу чврстоћу;

- $\gamma_{qu}$  на једнооксијалну чврстоћу на притисак;
- $\gamma_{\gamma}$  на запремнску тежину.

**Табела 72 А.4 Парцијални коефицијенти за параметре тла ( $\gamma_M$ )**

Параметар тла	Ознака	Вредност	
		$M1$	$M2$
Угао смичуће отпорности <sup>аб</sup>	$\gamma_{\phi}$	1,00	1,40
Ефективна кохезија <sup>б</sup>	$\gamma_c$	1,00	1,40
Недренирана смичућа чврстоћа <sup>б</sup>	$\gamma_{cu}$	1,00	1,80
Једнооксијална чврстоћа на притисак	$\gamma_{qu}$	1,00	1,40
Запремнска тежина	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

<sup>а</sup> Овај коефицијент је примењен на  $\tan \phi$ .

<sup>б</sup> За анализу стабилности косина треба имати у виду одговарајуће правилнике сагласно врстама и категоријама објеката и случаја оптерећења јер је вредност парцијалног коефицијента једнака вредности досадашњег глобалног коефицијента сигурности у разматраним случајевима за дотични објекат

**6.5.3.3. А.3.3 Парцијални коефицијенти за отпоре ( $\gamma_R$ )**

**6.5.3.3.1. А.3.3.1 Парцијални коефицијенти отпора за плитке темеље**

(1)Р За плитке темеље и провере граничног стања конструкција (STR) и тла (GEO), треба применити групе  $R1$ ,  $R2$  или  $R3$  следећих парцијалних коефицијената на отпорност ( $\gamma_R$ ):

- $\gamma_{R,v}$  за носивост (за отпор на слом у подтлу);
- $\gamma_{R,h}$  за отпор на клизање.

**Коментар:** Предлаже се поступак DA3 за који важе парцијални коефицијенти из групе  $R3$ .

**Табела 73 А.5 Парцијални коефицијенти за отпоре ( $\gamma_R$ ) код илитких темеља**

Отпорност	Ознака	Група		
		$R1$	$R2$	$R3$
Носивост	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Клизање	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

**6.5.3.3.2. А.3.3.2 Парцијални коефицијенти отпора за темељење на шиповима**

(1)Р За темељење на шиповима и проверу граничног стања конструкције (STR) и тла (GEO), треба применити групе  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  или  $R4$  следећих парцијалних коефицијената на отпор ( $\gamma_R$ ):

- $\gamma_{\beta}$  за отпор на бази шипа
- $\gamma_{\beta}$  за отпор по омотачу притиснутих шипова
- $\gamma_{\beta}$  за укупни/комбиновани отпор притиснутих шипова

-  $\gamma_{s,t}$  за отпор по омотачу затегнутих шипова

**Коментар:** Предлагаже се поступак DA2. Вредности коефицијента за побијене шипове су дати у табели А.6, за бушене у табели А.7 и за шипове бушене континуираио сврдлом у табели А.8.

**Табела 74 А.6 Парцијални коефицијенти за отпоре ( $\gamma$ ) за побијене шипове**

Отпор	Ознака	Група			
		R1	R2	R3	R4
База шипа	$\gamma_b$	1,00	1,10	1,00	1,30
Омотач (притиснут шип)	$\gamma_s$	1,00	1,10	1,00	1,30
Укупни/комбиновани (притиснут шип)	$\gamma_k$	1,00	1,10	1,00	1,30
Омотач (затегнут шип: при извлачењу)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,10	1,60

**Табела 75 А.7 Парцијални коефицијенти за отпоре ( $\gamma$ ) за бушене шипове**

Отпор	Ознака	Група			
		R1	R2	R3	R4
База шипа	$\gamma_b$	1,25	1,10	1,00	1,60
Омотач (притиснут шип)	$\gamma_s$	1,00	1,10	1,00	1,30
Укупни/комбиновани (притиснут шип)	$\gamma_k$	1,15	1,10	1,00	1,50
Омотач (затегнут шип)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,10	1,60

**Табела 76 А.8 Парцијални коефицијенти за отпор ( $\gamma$ ) за шипове бушене континуираио сврдлом (CFA)**

Отпор	Ознака	Група			
		R1	R2	R3	R4
База шипа	$\gamma_b$	1,10	1,10	1,00	1,45
Омотач (притиснут шип)	$\gamma_s$	1,00	1,10	1,00	1,30
Укупни/комбиновани (притиснут шип)	$\gamma_k$	1,10	1,10	1,00	1,40
Омотач (затегнут шип: при извлачењу)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,10	1,60

**Коментар:** У случајевима када се носивост шипа прорачунава аналитички, треба применити моделски коефицијент  $\gamma_{ka} = 2,0$  којим се може одговарајући парцијални коефицијенти  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  или  $\gamma_k$  из табела А.6, А.7 и А.8.

#### 6.5.3.3.3. А.3.3.3 Корелациони коефицијенти за темељење на шиповима

(1)Р За проверу граничних стања у конструкцији (STR) и у тлу (GEO), треба применити следеће корелационе коефицијенте  $\xi$  за одређивање карактеристичног отпора акспјално оптерећених шипова:

- $\xi_1$  на средњу вредност измерених отпора током теста са статичким оптерећењем
- $\xi_2$  на минималну вредност измерених отпора током теста са статичким оптерећењем
- $\xi_3$  на средњу вредност прорачунатих отпора из резултата испитивања тла

- $\zeta_4$  на минималну вредност прорачунатих отпора из резултата испитивања тла
- $\zeta_5$  на средње вредности измерених отпора тестом са динамичким оптерећењем
- $\zeta_6$  на минималне вредности измерених отпора тестом са динамичким оптерећењем.

**Табела 77 А.9 Корелациони коефицијенти  $\zeta$  за одређивање карактеристичних вредности из тестова са статичким пробним оптерећењем шипова ( $n$  - број испитаних шипова)**

$\zeta$ за $n =$	1	2	3	4	$\geq 5$
$\zeta_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\zeta_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

**Табела 78 А.10 Корелациони коефицијенти  $\zeta$  за одређивање карактеристичних вредности из резултата испитивања тла ( $n$  - број профила са тестовима)**

$\zeta$ за $n =$	1	2	3	4	5	7	10
$\zeta_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\zeta_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

**Табела 79 А.11 Корелациони коефицијенти  $\zeta$  за одређивање карактеристичних вредности на основу података из динамичког ударног испитивања<sup>a b c d e</sup> ( $n$  - број испитаних шипова)**

$\zeta$ за $n =$	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\zeta_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\zeta_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

<sup>a</sup>  $\zeta$  вредности у табели важе за динамички ударни оглед.

<sup>b</sup> Вредности могу бити помножене са моделским фактором 0,85 када се користи динамички тест, а подаци се читавају аутоматски.

<sup>c</sup> Вредности треба помножити са моделским коефицијентом 1,10 када се користи израз за побијање шипа са мерењем квазиеластичних померања главе шипа за време побијања.

<sup>d</sup> Вредности треба помножити са моделским коефицијентом 1,20 када се користи израз за побијање шипа без мерења квазиеластичних померања главе шипа за време побијања.

<sup>e</sup> Ако у темељу има различитих врста шипова, групе или сличне шипове треба разгледати засебно приликом одређивања броја испитаних шипова  $n$ .

#### 6.5.3.3.4. А.3.3.4 Парцијални коефицијенти за отпор преднапрегнутих анкера

(1)Р За преднапрегнуте анкере и проверу граничног стања конструкције (STR) и тла (GEO), треба применити групе  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  или  $R4$  следећих парцијалних коефицијената за отпор ( $\gamma_R$ ):

-  $\gamma_{a,t}$  на привремене анкере (сидра)

-  $\gamma_{a,p}$  на сталне (трајне) анкере

**Коментар:** Предлаже се поступак DA2 за који важе коефицијенти из групе R2 дате у табели A.12.

**Табела 80 А.12 Парцијални коефицијенти отпора ( $\gamma_R$ ) за преднапрегнуте анкере**

Отпор	Ознака	Група			
		R1	R2	R3	R4
Привремен	$\gamma_{a,t}$	1,10	1,10	1,00	1,10
Сталан	$\gamma_{a,p}$	1,10	1,10	1,00	1,10

6.5.3.3.5. А.3.3.5 Парцијални коефицијенти отпора ( $\gamma_R$ ) за потпорне конструкције

(1)P За потпорне конструкције и проверу граничних стања конструкције (STR) и тла (GEO), треба применити скуп R1, R2 или R3 следећих парцијалних коефицијената за отпор ( $\gamma_R$ ):

-  $\gamma_{R,v}$  за носивост

-  $\gamma_{R,h}$  за клизање

-  $\gamma_{R,e}$  за отпор тла

**Коментар:** Предлажу се поступци DA2\* и DA3 за које важе вредности дате у табели A.13.

**Табела 81 А.13 Парцијални коефицијенти отпора ( $\gamma_R$ ) за потпорне конструкције**

Отпор	Ознака	Група		
		R1	R2	R3
Носивост темељног тла	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Клизање по темељној спојници	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00
Притисак отпора тла	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,40	1,00

6.5.3.3.6. А.3.3.6 Парцијални коефицијенти отпора ( $\gamma_R$ ) за косине и општу стабилност

(1)P За косине и општу стабилност и проверу граничног стања конструкције (STR) и тла (GEO), треба применити парцијални коефицијент за отпор тла ( $\gamma_{R,e}$ ).

**Коментар:** Предлаже се поступак DA3 за који важе вредности из групе R3 у табели A.14.

**Табела 82 А.14 Парцијални коефицијенти на отпорност ( $\gamma_R$ ) за косине и глобалну стабилност**

Отпор	Ознака	Група		
		R1	R2	R3
Отпор тла	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,10	1,00

#### 6.5.4. A.4 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања узгона (UPL)

(1)P За проверу граничног стања узгона (UPL) треба применити следеће парцијалне коефицијенте за акције ( $\gamma$ ):

- $\gamma_{G,dst}$  за дестабилизујуће неповољне сталне акције
- $\gamma_{G,stab}$  за стабилизујуће повољне сталне акције
- $\gamma_{Q,dst}$  за дестабилизујуће неповољне повремене акције

**Забелешка:** Предлаже се поступак DA2 за који важе вредности дате у табели A.15.

**Табела 83 A.15 Парцијални коефицијенти на акције ( $\gamma$ )**

Акција	Ознака	Вредност
Стална		
Неповољна <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,00
Повољна <sup>b</sup>	$\gamma_{G,stab}$	0,90
Променљива		
Неповољна <sup>a</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,50
Повољна <sup>b</sup>	$\gamma_{Q,stab}$	0,00
<sup>a</sup> Дестабилизујућа		
<sup>b</sup> Стабилизујућа		

(2)P За проверу граничног стања узгона (UPL) треба применити следеће парцијалне коефицијенте када се укључују отпори:

- $\gamma_{\phi}$  за тангенс угла смичуће отпорности
- $\gamma_c$  за ефективну кохезију
- $\gamma_{cu}$  за недренiranу смичућу чврстоћу
- $\gamma_{st}$  за отпор затегнутог шипа
- $\gamma_a$  за отпор анкера (сидра)

**Коментар:** Препоручене вредности су дате у табели A.16.

**Табела 84 A.16 Парцијални коефицијенти за параметре тла и отпоре**

Параметар тла	Ознака	Вредност
Угао смичуће отпорности <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi}$	1,40
Ефективна кохезија	$\gamma_c$	1,40
Недренирана смичућа чврстоћа	$\gamma_{cu}$	1,80
Отпор затегнутог шипа	$\gamma_{st}$	1,40
Отпор анкера	$\gamma_a$	1,40
<sup>a</sup> Овај коефицијент се примењује на $\tan \phi$ .		

### 6.5.5. A.5 Парцијални коефицијенти за проверу граничног стања за хидраулички лом (HYD)

(1)P За проверу граничног стања за хидраулички лом (HYD) треба применити следеће парцијалне коефицијенте за акције ( $\gamma$ ):

- $\gamma_{G,dst}$  за дестабилизујуће неповољне сталне акције
- $\gamma_{G,stab}$  за стабилизујуће повољне сталне акције
- $\gamma_{Q,dst}$  за дестабилизујуће неповољне променљиве акције

**Коментар:** Предлагаже се поступак DA2 за који су дате вредности у табели A.17.

**Табела 85 A.17 Парцијални коефицијенти за акције ( $\gamma$ )**

Акција	Ознака	Вредност
Стална		
Неповољна <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,35
Повољна <sup>b</sup>	$\gamma_{G,stab}$	0,90
Променљива		
Неповољна <sup>a</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,50
Повољна <sup>b</sup>	$\gamma_{Q,stab}$	0,00
<sup>a</sup> Дестабилизујућа		
<sup>b</sup> Стабилизујућа		

## 7. ЗАКЉУЧАК

### 7.1. Сводни закључак

Услед различитих геолошких, геомеханичких, климатских, географских и других услова у Европи су развијани различити геотехнички пројекатски концепти. Из њих је произашао велики број геотехничких истраживања, прорачунских модела и поступака, што је довело до њихових еидемичности и одударања од димеизионарања осталих коистракција у грађевинарству. У циљу стварања и прихватања Еврокода 7 као једиствене европског геотехничког стандарда, потребно је да се шареиоликост у димеизионарању геотехничких коистракција обухвати и уједини. За то је неопходно да се у оквиру њега приспособе ова вредна локална искуства узевши у обзир посебне одлике тла које су и „кумовале” уникатиој природи геотехничких прорачуна, а у облику прихватљивом шпрокој европској инжењерској заједници, јер само тако би могао да важи на великом тржишту ЕУ, алп и шпре. Иаведено је изводљиво само оиако како је ЕК 7 и публикуван: у облику кода, пружајући тако могућност да га многе државе прихвате, али и да се укључе и други стандарди.

Зацртаии задатак Еврокод 7 то постиже тиме што не задаје обавезујући метод прорачуна за било коју пројекатску ситуацију, већ само нуди принципе димеизионарања и утицаје и факторе које треба сагледати. То се чиии путем различитих иачииа примене парцијалиих коефицијената, као и прихватањем одређеиог прорачунског поступка, од понуђеиа три, за граиичиа стања иосивости. Притом, поред ПП, свака земља треба да одреди и вредност парцијалиих коефицијената које је потребно применити у одабраиом ПП приликом димеизионарања геотехничких коистракција у тој држави, што се уноси у Иациоииалии аиекс. Процес израде ИА је дуготрајан и комплексан, јер је потребно да се испуне захтеви како инжењера, када је неопходно да одабраии поступци прорачуна буду сличии досадашњим, тако и државе која пропсусје степеи спгуриости, а којп се регулише изиосом ПК.

Иако ЕК 7 иије био развијан у смеру апликације нумеричких метода којп још увек иису у првом плану, свакодневна и рутииска примена методе коиаичиих елемената у геотехници поставља још један услов, а уједио и ограиичење приликом процеса избора. Ово због тога што се приликом примене МКЕ не могу сви ПП применити директно у оквиру нумеричког моделпрања.

Из иаведених разлога, рад на овом пољу изискује много залагања и пажње, што потврђују све државе које су до сада прихватиле ЕК 7, где су ова истраживања, слично приказаним и овде, трајала више година. Ипак, методологпјом приказаној на претходним страницама, омогућеио је увођење иових метода прорачуна иа иачии да су исти прихватљиви и препозиатљиви инжењерима и притом паралелио задржати постојећп степеи спгуриости.



Управо ту се огледа научни допринос овога рада, јер у њему је презентован Национални анекс Еврокоду 7-1 са предложеним национално одређеним параметрима, израђен на основу приказаних детаљних анализа. У прва два поглавља, поред осталог, биле су наведене потребе које су довеле до реализације овог истраживања, као и методологија и циљеви. Колико је било исправно, види се управо на примерима из региона, где су поједине државе, попут Словеније, Хрватске и Бугарске, начелно без много анализа, прихватиле ЕК 7-1 са све понуђеним ПК. Наиме, управо због различитих стилова пројектовања и степена сигурности, чак и при избору одговарајућег прорачунског поступка, понуђени износ парцијалних коефицијената не могу се директно прихватити. За одређивање одговарајуће вредности неопходно је спровести истраживање којим ће се обухватити различити геомеханички услови и случајевни оптерећења у којима би се третирали димензије конструкција. Њихови износи и облици су варирани у најчешће присутном и очекиваном домену у нашем региону, што је једини исправан начин да се омогући континуитет са досадашњим пројектовањем, задржи актуелна прописана сигурност објеката и уједно уведе Еврокод 7. Исто је учињено овим истраживањем, примењујући наведене хипотезе и описану методологију. Њиме је показано зашто беспоговорно прихватање ЕК 7-1 у овом тренутку код нас апсолутно није могуће, а уједно је код анализе стабилности косина установљена одређена некоректност у самом ЕК 7-1. Али, није се остало само на томе да су проблеми лоцирани, већ су у продужетку дати и предлози како да се најбоље прелазно решење. У раду су ови и примењени, из којих су произашли дати закључци. Њихова исправност је потврђена на теоријски и/или нумерички начин, због чега су већ у фази прихватања од стране Института за стандардизацију Републике Македоније.

У овде првом анализираном делу обрађени су плитки темељи, при чему је, као континуитет досадашњем начину прорачуна осивости, за прорачун према ЕК 7 одабран ПП 3, који је скоро идентичан прорачуну прописаним у актуелном „Правилнику”, а уједно је и веома захвалан за примену у софтверу заснованом на методи коначних елемената. Како би се задржала постојећа сигурност темеља, предложено је да ПК имају једнаку вредност у износу од 1,40, што је поново позитивно и са аспекта коришћења у МКЕ програмима. Верификација је показала тачност и најавила њихову успешну примену у будућности.

Следеће су разматране косине, а након теоријских анализа усвојен је такође ПП 3. Притом је доказано да вредност ПК није и не може бити, као што је дата у ЕК 7-1, константна, већ зависи од услова у којима се испитује стабилност косине, као и од типа објекта. Различити ПК зависно од конструкције су били присутни и раније у стандардима појединих развијених држава (Meyerhof, 1994).

Последњи од трију анализираних најчешћих геотехничких конструкција су потпорни зидови. За њих је, из услова сличности досадашњем стилу прорачуна, усвојен ПП 2\*, а након провера димензионарања усвојени су ПК који су изворно предложени у Анексу А Еврокода 7.

Сумарни преглед усвојених прорачунских поступака и парцијалних коефицијената је дат у следећој табели.

**Табела 86 Преглед усвојених ПП и ПК за анализране геотехничке конструкције**

Конструкција	Прорачунски поступак	Минимални парцијални коефицијенти
Темељ	DA3	$\gamma_\phi, \gamma_c = 1,40$
Косина	DA3	$\gamma_\phi, \gamma_c = FS$ (уколико се повећа број испитивања, онда би у условима сталних оптерећења $\gamma_\phi, \gamma_c = FS = 1,40$ )
Потпорни зид	DA2* DA3 (за нумеричке прорачуне)	$R_v = 1,40; R_h = 1,10$ (за аналитички прорачун они препоручени) $\gamma_\phi, \gamma_c = 1,25$ (за индивидуални прорачун у МКЕ они препоручени)

Приликом разматрања водила се пажња и да одабран ПП и ПК не одступају од оних који су усвојени у већини земаља. Ово је у смеру хармонизације еврокодова у Европи, али на појединим местима то, бар у овој фази истраживања, није било сасвим изводљиво. Ипак, у свим анализираним случајевима су усвајани ПК за дејства идентични предложеним у Анексу А, што је прилог томе. Још више, код потпорних зидова је усвојен поступак који је водећи у Европи, као и за њих предложени материјални ПК, а сличнио је и код косина, где усвојени ПП доминира за проверу њихове стабилности и димензионирање. Код њих вредност ПК није константна, што одступа од предложеног у ЕК7, али не и од ЕК 0 и ЕК 1, а у складу је и са досадашњом праксом код нас. По питању избора ПП за темеље, бар за сада, овим истраживањем се наизглед одступа од већине земаља. Ипак, тиме само настављамо нашу, али и традицију земаља које су прве у свету почеле да примењују ПК и гранично стање лома за димензионирање темеља, док је већина радила по радном стању и глобалним коефицијентима. Али, и овако се очекује да ће одабран ПП бити од вишеструке користи нашим инжењерима јер ће им, с обзиром на наведено у поглављу 3, омогућити олакшано и убрзано прихватање ЕК 7, а уједно их и припремио за неки од могућих сценарија у будућности по питању прорачуна носивости. Тада ће, извесно је, постепено бити елиминисани поједини ПП како би остао само један (WP2, 2005). Иако је искључено да ће у тој области један/два од предложених ПП бити повучен приликом хармонизације, а за нас идеално би било да остане ПП 3. Уколико се, пак, предложи да ПП 2/2\* замени постојећи, с обзиром да га тренутно примењује највише држава, онда евентуални трансфер неће бити проблем нашим инжењерима јер ће до тада проћи доста времена током којег ће инжењери са ових простора стећи искуство са ЕК. Са друге стране, одабрани приступ је веома сличан са најчешће меродавном комбинацијом у ПП 1, којег је такође одабрало доста земаља, што нас чини још спремнијим за његово прихватање, уколико исти замени све друге приступе. Ипак, с обзиром да смо тренутно тек у почетној фази прихватања и

приспособљавања еврокодovima генерално на нивоу Европе и да ће се евентуални сценарији реализовати тек после више година/деценија, сагласно спроведеним истраживањем, предлаже се да останемо привржени ПП 3. Оно што, ипак, долази до изражаја код темеља је вредност ПК, чији се нешто виши износ од изворно предложених дугује испуњавањем услова о задржавању досадашњег степена сигурности и димензија темеља које су биле обезбеђене релативно високим ПК за оптерећења и параметре смичуће отпорности.

У истраживању је и иначе дата посебна подршка прорачунском поступку 3 где се врши редуковање ПСО. Разлози се могу лоцирати у следећем: континуитет са већином досадашњих анализа; сличност са поступком прорачуна горње конструкције; нелинеарност или непропорционалност везе између чврстоће тла и отпора; омогућавање јасне и одсечне разлике између ефеката дејства и отпора - ово се захтева еврокодovima, а компликовано је у геотехници јер заснивање чврстоће тла на трењу доводи до постојања бројних случајева, попут зидова, темеља и косина, где је разлика нејасна, али ПП 3 и наношењем ПК дејствима и чврстоћи материјала се ова извесна забуна избегава; једнако успешно коришћење и код ручног рачунања, и код једноставних софтверских прорачуна, и код сложених нумеричких анализа, као и лагано моделирање тла нелинеарном анвелопом лома хиперболичног типа.

Прихватање ПП 3 за геотехничко пројектовање и димензионирање према граничним стањима омогућава и прорачун случаја када се у једном попречном пресеку симултано јављају више различитих геотехничких конструкција. Уједно омогућава и његову једноставну, а исправну анализу МКЕ, што је отежано са осталим поступцима. Ово пошто се ПП 1 одбацује због двојности прорачуна, а ПП2/ПП 2\* има објективна ограничења за примену у МКЕ тражећи интервенције или у њему, или након прорачуна. Истина, поступак 1 то омогућава, али како је са њим увек потребно радити два прорачуна, што је компликовано и прилично неуобичајено за овдашње прилике, решење долази из ПП 3 који представља сублимацију двеју комбинација из ПП 1.

## 7.2. Перспективе

Актуелно стање указује да је од предложених вредности у Анексу А ЕК 7 усвојено тек 10-ак процената (Pinto, 2010), због чега се јавља потреба за даљу хармонизацију и усаглашавање геотехничког прорачуна у Европи, али и поставља питање о правилности предложених ПК (Bond, 2010). Иако свака земља задржава одговорност за степен сигурности, тенденција је смањити број случајева у којима нису прихваћене препоручене (или већински прихваћене) методе и вредности, односно ПП и ПК, како и постепено поравњање степена сигурности између земаља. Велики број наведених жељених резултата наговештава да треба очекивати да овај процес траје више година, чак и деценија, али би довео до изједначавања захтева за квалитет израде геотехничких радова и конструкција и омогућио упоредљивост резултата.

Континуирано поправљање и унапређивање званично ће започети већ 2013. год. са прегледом и ревизијом Еврокода 7 која ће трајати пет година. У оквиру њега вршиће се и хармонизација, где су главни приоритетни конвергенција ПП и ПК, односно анализа и интервенција у случају неоправданих дивергенција (Perišić, 2006).

Већи део овде усвојених су у том смеру, мада поједини ПК за ПСО којима се задржавају постојећи степен сигурности и димензије су нешто већи од предложених у Анексу А, али су по међусобном износу једнаки, што је у сагласности са ЕК 7. Одсуство рушења или оштећења након вишедценијског коришћења објеката пројектованих применом парцијалних или глобалних коефицијената даје основу да се вредности ПК могу делимично сизити како би се добиле економичније геотехничке конструкције. Њихова вредност се може калибрирати, али тек након испуњења доле описаних услова, јер је избор ПСО тла од кључног значаја за квалитет и поузданост геотехничког пројектовања.

Основу сигурности у геотехници чине: одговарајуће познавање особина тла и конструкције; квалификован и искусан кадар; реалистичан прорачунски и пројектантски модел; одговарајућа прорачуната сигурност конструкције и одговарајућа контрола квалитета на градилишту. Сигурност и поузданост могу се значајно повећати ако се више пажње обрати на број, распоред и квалитет истраживања тла, на њихову контролу и на контролу извођења радова. Ово практично, поред осталог, значи да је за хармонизацију неопходно потребно повећати број испитивања из којих ће се вршити селекција карактеристичних параметара, а за шта се управо преко усвајања и примене оба дела ЕК 7 и СЕН стандарда указује добра прилика. У таквим условима се свакако износи ПК могу редуковати, а уједно и допринети повећању поузданости параметара и радова, као и његовој економичности. Међутим, снижавање степена сигурности и корпковање ПК са циљем обезбеђења економске уштеде треба уводити постепено, у малим степенима. Њих је неопходно интензивно испитивати и проверавати у пракси паралелно прорачунима, мерењима и осматрањима на објектима пре него што се приступи следећем степену снижења. Свакако треба узети у обзир и разлоге и услове због којих су који усвојени различити ПК од предложених (Lüchinger, 2006). Теме ће се постићи рационалније, мање емпиријско и поузданије пројектовање (Ђорђевић, 2006).

Хармонизацију ПП и калибрацију ПК омогућиће и комплексне студије актуелне праксе и њене традиције, чиме би се прикупљала искуства у виду детаљних података о примени ЕК 7 (ПП, ПК, модел нтд.) у земљама. На основу њих вршили би се компаративни прорачуни за реализоване пројекте, а резултати оцењивали са аспекта потенцијала за хармонизацију, из чега би проистекле препоруке за адаптацију ЕК 7-1 и НОП (Simpson, 2008; Schuppener, 2008), што је примарни циљ. Али, теме би се даље омогућила и хармонизација модела примењених за прорачун геотехничких акција и отпора, хармонизација одређивања параметара из теренских и лабораторијских испитивања и

унификација приорука о примени методе коначних елемената приликом анализа са Еврокодом 7 (Schuppeneg, 2010c).

Свакако, и у самом Еврокоду 7 и његовим анексима има простора за унапређење. У контексту овде третираних конструкција поједна зајажња и предлози су већ изнесени у претходним поглављима. Један од назова је, свакако, интензивнији рад на заједничком моделу за прорачун слегања, које је гранично стање помало неправедно у сенци ULS. Ово може водити и до одбацивања поједних, с обзиром на веома широки број метода које се, истина, са усиехом користе више година. Приступ може бити ист као и приликом граничног стања посивости: да се понуди тек неколико њих, од којих би државе кориснице одабрале себи најодговарајући.

Једна од могућих перспектива је проширење са пројектовања према граничном стању на пројектовање према понашању (Bond, 2011) и поузданости (Honjo, 2007). Ове методе су развијене у конструкторству и оставиле су основе за те у еврокодима, а њихови елементи, попут фактора осетљивости ( $\alpha$ ), индекса поузданости ( $\beta$ ) и парцијалних коефицијената ( $\gamma$ ) који играју главну улогу у развоју пројектантских кодова, користе се и у анексима ЕК 7. Синхронизација геотехнике са конструкторством је свакако неопходна, а омогућиће и да се иста учврсти на месту које јој је важности и утицају припада. Тако би доказала значај, побољшала вредност и отворила пут ка интегрисаном симултаном пројектовању горње и темељне конструкције (Smith, 2010), имајући у виду њихово узајамно деловање. Зато већ сада треба обратити више пажње и нумеричким методама. Наиме, МКЕ имају одређена ограничења, а и нису једнако дефинисане у различитим софтверима, што је додатни проблем. Једна од предности је могућност прорачуна ULS и SLS у једној анализи, али захтева сасвим другачији приступ моделирања, а за који, у смеру упоређења, верификација и поузданости, још увек не постоји довољно искуства и примера. Зато се, услед недостатка искуства и примера, бар за сада, предлаже да се у случају примене МКЕ паралелно ураде и аналитички прорачуни.

До сада је углавном указивано на активности које су важне са научног аспекта, попут хармонизације, калибрације, унапређења, развитка, евентуалног поједностављења, а ту су свакако и припреме нових области и поглавља, што ће се десити током следећих година. Са практичне стране је важно да паралелно тече процес обуке инжењера и пројектаната, како би се еврокодovi приближили и применели онима којима су и намењени – корисницима. За то је неопходна њихова континуирана промоција кроз семинаре, образовање кроз наставу, израде приручника и софтвера итд (Guidance Paper L, 2003). Приказано истраживање и његови резултати иду им у прилог.

Али, у општем контексту, визије иду и у другом смеру, из следећег разлога. У стандардној геотехничкој пракси се основа за избор угла трења тражи у вршном тренутку. То значи да се занемарује ултимативна чврстоћа, која је поузданија од вршне, а управо због задње је потребно унети значајан ПК како би

се заштитили од прогресивног лома. Чини се да је, бар у овом тренутку, презахтевно, а можда и неозбиљно, залагати се да се промени цео концепт, иако пракса примене повратне анализе било код темеља, косина или зидова у крупном или ситнозрном тлу указује да је одговарајући параметар – чврстоћа у критичном стању. Тачно се овај угао чврстоће  $\phi_{crit}$  треба примењивати приликом провера ултимативног стања. За њега не постоји потреба да се редукује ПК и он је једини меродавни параметар чврстоће у било којим околностима (Bolton, 1993). Тако се може очекивати да се ПК не наноси углу трења, већ углу при константној запремини, када би исти могао имати и јединачни износ тј. 1,0.

Спорна је и кохезија. Иако је стандардна пракса равноправно третира са углом трења, појединим истраживањима је показано да њен утицај опада са повећањем дубине, односно висине зида, па оно што се узима у прорачуну одговара само зидовима са малом и средњом висином (Koudelka, 2010). Имајући у виду да је кохезија оспоравана, јер је њено присуство код тла дискутабилно и, у најбољем случају, условљено већим бројем фактора, питање је да ли је изворно предложени ПК за кохезију у Анексу А довољан? Како би се избегле ове опасности, пожељно је примењивати нелинеаран опис смичуће отпорности, што по дефиницији искључује кохезију, а третира само променљив угао трења. У оквиру ових малих и средњих висина, или плитких клизних површина, јављају се мали нормални напони (и евентуално негативни порни притисци уколико тло није засићено). У овој зони је угао смичуће отпорности највиши, што одговара и смањеном земљаном притиску који се најчешће тумачи присуством кохезије. Познато је да са повећањем напона долази до снижења угла, што се неоправдано пребацује да се дугује смањеном утицају кохезије. Иаведено поново говори у смеру повољности прихватања нелинеарне анvelope лома хиперболичног типа и равноправном третирању свих конструкција без обзира на висину или врсте тла.

Тако се поново долази до важности лабораторијских и теренских метода и одређивања параметара тла. У 2.4.1(2) се наводи да „познавање услова тла зависи од обимности и квалитета геотехничких истрага” те да је „најчешће значајније да искуство, знање и контрола радне снаге испуни основне захтеве него што је тачност прорачунских модела и ПК”. С обзиром да за најчешће потребе објеката у нашем региону грађевински прописи, на жалост, нису строги по питању заступљености, броја и квалитета геотехничких истрага, разумљиво је да мањак података са терена и из лабораторије (и квантитативно и квалитативно) утиче на вредност ПК. Исти су због тога, у одређеним ситуацијама, нешто виши од предложених у ЕК 7. Уколико се, као што је предложено приказаним Анексом А, геотехнички елаборати и пројекти израђују за све објекте, и притом поштују и примењују препоруке изнете у ЕК 7-2, распореду и врсти истражних радова и огледа, као и бројни стандарди СЕН-а о геомеханичким истраживањима и испитивањима где су исцрпно и детаљно описани начини и токови њиховог реализовања, тада се повећава поузданост тражених параметара. Тако се одређени виши ПК могу значајније смањити што би представљало еволуцију традиционалног начина димензионирања. Уједно би се потврдило да је

пројектовање према Еврокоду 7 једнако условљено како његовим првим (7-1), тако и другим (7-2) делом.

Један од предложених метода у Еврокоду 7-1 је и метод осматрања који, бар за сада, није заживео код нас, али је исто можда од пресудног значаја за редуковање ПК и рационалније димензионисање (Вeadman, 2006). Наиме, осматрање извођења и понашања различитих конструкција и темеља у току употребе и различитих услова оптерећења, треба да буде обавезан (дуго)трајан континуиран процес који омогућава прикупљање великог броја квалитетних података са аспекта њихове актуелне сигурности и поузданости. Оии се лако могу упоредити са анализама, а тиме би побољшали инжењерско расуђивање и искуство у практичној примени геотехничких граничних стања и наговорили нову генерацију еврокодова (Calgaro, 2010).

## ЛИТЕРАТУРА

- [1] Anagnosti P.: „Evrokod 7 – Projektovanje i proračun geotehničkih konstrukcija”, Građevinski kalendar, 2001, str.350-364
- [2] Anagnosti P.: „Relacija Pravilnik o temeljenju – Evrokod 7, na primeru plitkog temeljenja”, Građevinski kalendar, 2002, str.415-424
- [3] Анагностн П., Божинов Б., Витанов В., Талаганов К.: „Некои аспекти на Еврокодот 7, во улога на подготовката на националните документи за примена”, 7ми Меѓународен симпозиум на ДГКМ, Охрид, 1997, стр.ВР1/1-ВР1/12
- [4] Anagnostopoulos A.G., Frank R.: ”Eurocode 7: an ”umbrella code” its implementation, evolution and impact worldwide”, Conference of the Hellenic society on soil mechanics and geotechnical engineering, Volos, 2010, pp.1-9
- [5] Bauduin C.: „Some considerations on the use of finite element methods in ultimate limit state design”, Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005, pp.183-211
- [6] Beadman D.R.: „Eurocode design of underground metro structures”, Geotechnical Engineering, No.159, GE1, 2006, pp.29-33
- [7] Becker P., Gebreselassie B., Kempfert H.-G.: „Comparison of different limit state design approaches of retaining structures”, pp.219-224
- [8] Bolton M.D.: ”What are partial factors for?”, Proceedings of International Symposium on Limit State Design, Copenhagen, 1993, pp.565-583
- [9] Bond A., лична електронска комуникација
- [10] Bond A.: „Codes of practice for embedded retaining wall design”
- [11] Bond A.: „Foundation design to Eurocode 7”, 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010
- [12] Bond A.: „Impact of Eurocode 7 on basement design”, 2008
- [13] Bond A.: „Past, present and future of Eurocode 7”, 3rd ISSMGE Webinar, 2011
- [14] Bond A.: „Results of the NDP Survey 2009/10”, 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010
- [15] Bond A., Harris A.: „Decoding Eurocode 7”, Taylor and Francis, Abingdon, 2008, 621p
- [16] Brandl H.: „The Civil and Geotechnical Engineer in Society – Ethical and Philosophical Thoughts; Challenges and Recommendations”, Vancouver, 2004, 23p.
- [17] Calgaro J.-A.: „Further Developments of Eurocodes and Geotechnical Issues”, 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010
- [18] CYS National Annex to CYS EN 1997-1:2004, Cyprus organisation for standardization, 2010
- [19] Дас, Б.М.: „Принципи на геотехничко инженерство”, АрсЛамна, Скопје, 2011, 666 стр.



- [20] Day P.: „Krebs Ovesen’s legacy to South Africa: a harmonized basis-of-design code”, The spirit of Krebs Ovesen session, XIV ECSMGE, Madrid, 2007
- [21] De Vos M., Whenham V.: „Workpackage 3 – Innovative design methods in geotechnical engineering”, Brussels, 2006, 90p
- [22] A Detailed Evaluation of Eurocode and ISO Methodology on Earthquake-Resistant Geotechnical Designs, 2008
- [23] Димитриевски Љ., Петровска М., Мишковски Сл.: „Носивост на почвите за правоаголни површински темели според Eurocode 7 во однос на неколку други коинвенционални методи”, бти симпозиум за теоретска и применета механика, Струга, 1998, стр.199-206
- [24] Doster A.: „Geotechnical design based on Eurocode 7”
- [25] Đorđević Z.: „Mogućnost ekspanzije građevinarstva SCG kroz usvajanje Evrokodova”, Evrokodovi za konstrukcije, seminar, Beograd, 2006, str.221-231
- [26] Evrokod 0, Osnove proračuna konstrukcija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2006, 79p
- [27] Evrokod 1, Dejstva na konstrukcije, Deo 1-1: Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2009, 43p
- [28] Evrokod 7, Geotehnički proračun, Deo 1: Opšta pravila, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2009, 163p
- [29] Evrokod 7, Projektovanje i proračun geotehničkih konstrukcija, Deo 1: Opšta pravila, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 1997, 124p
- [30] Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, 2004
- [31] „Eurocodes in Malta”, Use of the Eurocodes in the Mediterranean Countries, Workshop, Varese, 2006
- [32] Evaluating foundation design concepts of Eurocode 7&8, 2008
- [33] Farrell E.R.: „Embankment on soft peat”, 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010
- [34] Farrell E.R.: „Philosophy of the Eurocodes”, Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005, pp.165-173
- [35] Frank R.: „A few aspects of Eurocode 7”, 2007
- [36] Frank R.: „General presentation of Eurocode 7 on ‘Geotechnical design’”, International seminar on Eurocode 7 and geotechnical aspects of Eurocode 8, MAG-ISSMGE, Struga, 2008, pp.5-19
- [37] Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvas M., Krebs Ovesen N., Orr T., Schuppener B.: „Designer’s guide to EN 1997-1”, Thomas Telford, London, 2004, 216p
- [38] „Guidance Paper L, Application and Use of Eurocodes”, European Commission, Directorate General, Brussels, 2003, 38p.
- [39] GEO5, User guide manual, FINE spol., Praha, 2010
- [40] Грађевински закон, Службене новине Краљевине Југославије, бр.133/31, Београд, 1931, стр.921-936

- [41] Gustavsson H., Slunga E.: „Implementation of Eurocode 1997-1 in Finland”, Proceedings of the 17<sup>th</sup> ICSMGE, Alexandria, 2009, pp.2649-2652
- [42] Gwizdala K.: „Implementation of Eurocode 7 in Poland”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [43] Harmonising geotechnical design in Europe, Implementation of Eurocode 7, WP2, 2005
- [44] Hansen J.B.: „A general formula for bearing capacity”, Bulletin No.11, The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1961, pp.38-46
- [45] Hansen J.B.: „A revised and extended formula for bearing capacity”, Bulletin No.28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970, pp.5-11
- [46] Heibbaum M., Herten M.: „Finite element method (FEM) for verifications in geotechnical design”, Proceedings of the 17<sup>th</sup> ICSMGE, Alexandria, 2009a, pp.1662-1665
- [47] Heibbaum M., Herten M.: „Geotechnical verifications using the finite-element method”, Bautechnik (Geotechnical Engineering), special issue, Ernst&Sohn, 2009b, pp.7-15
- [48] Honjo Y.: „Limit state design in Geotechnical Engineering”, The spirit of Krebs Ovesen session, XIV ECSMGE, Madrid, 2007
- [49] Honjo Y., Hara T., Kieu Le T.C.: „Reliability Based Design of Examples set by ETC10”, 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010
- [50] „Hrvatske norme - nacrt, nHRN EN 1997-1:2012/NA, Eurokod 7: Geotehničko projektiranje – 1. dio: Opća pravila – Nacionalni dodatak”, 2012, 28p.
- [51] Kavvadas M.: „Experiences with the implementation of EC7 in Greece”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [52] Kavvadas M., Karlaftis M., Fortsakis P., Stylianidi E.: „Probabilistic analysis in slope stability”, Proceedings of the 17<sup>th</sup> ICSMGE, Alexandria, 2009, pp.1650-1653
- [53] Koudelka P.: „Influence of different ULS code systems of partial factors and derived values in slope design”, 2001
- [54] Koudelka P.: „More Advanced Theoretical Concept of Earth Pressure for EC7-1 and ČSN 73 0037 – preliminary draft”, International Scientific Conference, Ostrava, 2005, 8p.
- [55] Koudelka P.: „National Annex EC 7-1”, Draft, Czech standards, 2005
- [56] Koudelka P.: „Numerical analysis of shallow foundations – influence of partial material factors according to Eurocode 7-1”
- [57] Koudelka P.: „Prospects of design analyses in geotechnics”, Proceedings of the 14<sup>th</sup> Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Bratislava, 2010
- [58] Koudelka P.: „Similarity of shallow foundations according to ČSN 73 1001”
- [59] Koudelka P., Koudelka T.: „Risk involved in conventional numerical models of lateral pressure on structures”, 2003, 6p.
- [60] Koudelka P., Koudelka T.: „Verifying an advanced non-linear numerical model for retaining structures – Numerical experiment EN3/2”, 2006, 6p.

- [61] Koudelka P., Procházka P.: „Apriori Integration Method: Analysis, Similarity and Optimization of Slopes”, Academia, Prague, 2001
- [62] Lansivaara T.: „Implementation of EN 1997 in Finland”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [63] Lees A.: „Eurocode 7: Evolution group 4 – Numerical Methods”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [64] LimitState:GEO v2.0: „Manual”, The University of Sheffield, Sheffield, 2010
- [65] Lüchinger P.: „The Future of EN Eurocodes”, Use of the Eurocodes in the Mediterranean Countries, Workshop, Varese, 2006
- [66] Magnan J.-P.: „Contributions to discussion of approaches 2/3 to slope stability analyses”, 2<sup>nd</sup> International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010
- [67] Maksimović M.: „Mehanika tla”, Čigoja štampa, Beograd, 2001, 643str.
- [68] Maksimović M. M., Santrač P. B.: „Zbirka zadataka iz osnova mehanike tla”, Građevinski fakultet – Subotica, Subotica, 2001, 220 str.
- [69] Malaysia National Annex NA to MS EN 1997-1, Draft version, 2010
- [70] Meyerhof G.G.: „Evolution of safety factors and geotechnical limit state design”, The Second Spencer J. Buchanan Lecture, Texas, 1994, 32p.
- [71] Muir Wood D.: „Geotechnical modelling”, Spon Press, Oxfordshire, 2005, 488p.
- [72] National Annex to EN 1997-1 DK NA:2010-09, Eurocode 7: Geotechnical design, Denmark
- [73] National Annex to SFS-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design, Finland
- [74] Nonveiller E.: „Mehanika tla i temeljenje građevina”, Školska knjiga, Zagreb, 1979,
- [75] Orr T.L.L.: „Eurocode 7 – Design of Shallow Foundations”, International seminar on Eurocode 7 and geotechnical aspects of Eurocode 8, MAG-ISSMGE, Struga, 2008, pp.39-61
- [76] Orr T.: „Experiences with the application of Eurocode 7: Reports on experiences in Austria, Sweden and Ireland”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011a
- [77] Orr T.: „Experiences with the Implementation of Eurocode 7 in Europe”, Workshop: Safety Concepts and Calibration of Partial Factors in European and North American Codes of Practice, Delft, 2011b
- [78] Orr T.L.L.: „Implications of Eurocode 7 for Geotechnical Design in Ireland”, Meeting of the Geotechnical Society of Ireland, 2002
- [79] Orr T.L.L.: „International Workshop on Evaluation of Eurocode 7”, GeoTechNet – Final Network Meeting, Delft, 2005a
- [80] Orr T.L.L.: „Model solutions for Eurocode 7 Workshop Examples”, Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005b, pp.75-108
- [81] Orr T.L.L.: Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005c
- [82] Orr T.L.L.: „Review of Workshop on the Evaluation of Eurocode 7”, Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005d, pp.1-10

- [83] Orr T.: „The Concepts of Eurocode 7 for Harmonised Geotechnical Design in Europe”, lectures at Doctoral studies at Politechnika Wroclawska, 2010
- [84] Orr T.L.L.: „The development and implementation of Eurocode 7”, Meeting of the Geotechnical Society of Ireland, 2007a, 10 p.
- [85] Orr T.L.L.: „The Story of Eurocode 7: The challenges in developing a European Geotechnical limit state design code for the Eurocode Era”, Special Session: In the spirit of Krebs Ovesen, XIV ECSMGE, Madrid, 2007b
- [86] Orr T.L.L., Bergdahl U., Frank R., Scarpelli G., Simson B.: „Evaluation of Eurocode 7: Geotechnical design”, Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005, pp.1-6
- [87] Orr T.L.L., Bond A.J., Scarpelli G.: „Findings from the 2nd Set of Eurocode 7 Design Examples”, 3rd ISGSR, Karlsruhe, 2011, pp.537-547
- [88] Paikowsky S.: „Serviceability in the Design of Bridge Foundations”, Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005, pp.251-262
- [89] Папћ Ј.Бр.: „Поедноставено пресметување на носивост на почва според Еврокод 7”, Втор симпозиум на Друштвото за геотехника на Македонија, Охрид, 2006, стр.31-34
- [90] Папић Ј.Бр.: „Simplification of soil bearing capacity calculation”, XIV ECSMGE, Madrid, 2007, pp.275-278
- [91] Папћ Ј.Бр., Димитревски Л., Проловић В.: „Ко се бојп Еврокода 7 још?”, 4. научно-стручно саветовање „Геотехнички аспекти грађевинарства”, Златибор, 2011, стр.9-16
- [92] Папић Ј.Бр., Dimitrievski Lj., Prolović V.: „Odgovarajući pristup i parcijalni faktori za analizu stabilnosti kosina po Evrokodu 7”, 4. Internacionalni naučno-stručni skup „Građevinarstvo – nauka i praksa”, Žabljak, 2012, str.1333-1340
- [93] Папић Ј., Dimitrievski Lj., Prolović V.: „Value of partial factors for EC7 slope stability analysis: solved „mystery”?”, 3rd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Nicosia, 2012, pp.193-198
- [94] Папић Ј.Бр., Dimitrievski Lj., Prolović V.: „Verifikacija izabranog projektantskog pristupa i parcijalnih koeficijenata za analizu stabilnosti kosina po Evrokodu 7”, 2nd International scientific meeting „State and trends of Civil Engineering”, Tuzla, 2012, str.607-614
- [95] Perišić Ž.: „Evrokodovi za konstrukcije i naše građevinarstvo”, Evrokodovi za konstrukcije, seminar, Beograd, 2006, str.11-20
- [96] Pinto A.: „Role of IRC in the implementation and further development of the Eurocodes”, 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010
- [97] PLAXIS, Ver.8: „Manual”, A.A. Balkema Publishers, Netherlands, 2002
- [98] Potts D.: „Limit state design, Eurocode 7 and Numerical Methods”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [99] Potts D.M., Zdravković L.: „Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory”, Thomas Telford, London, 1999

- [100] Potts D.M., Zdravković L.: "Finite element analysis in geotechnical engineering: Application", Thomas Telford, London, 2001
- [101] Правилник о техничким нормативима за темељење грађевинских објеката, Службени лист СФРЈ, бр.15/90, Београд, 1990, стр.653-667
- [102] Prolović V. D.: „Fundiranje 1”, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš, 2003, 219 str.
- [103] Prolović V., Bonić Z.: „Plitko temeljenje objekata prema Evrokodu 7”, Zbornik radova Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu, No.20, pp.55-62
- [104] Puller M., Lee T.: „A comparison between the design methods for earth retaining structures recommended by BS 8002:1994 and previously used methods”, Proceeding of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, 119, 1996a, pp.35-48
- [105] Puller M., Lee T.: „Comparative studies by calculation between design methods for embedded and braced retaining walls recommended by BS 8002:1994 and previously used methods”, Proc. Instn Civ.Engrs, Geotechnical Engineering, 119, 1996b, pp.29-34
- [106] Sagaseta C.M.: „Implementation of Eurocode 7 in Spain”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [107] Scarpelli G.: „Experiences with the implementation of EC7 in Italy”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [108] Scarpelli G., Fruzzetti V.M.E.: „Evaluation of Eurocode 7 – Spread foundations design”, Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7, 2005, pp.109-116
- [109] Schneider H.R.: „Experiences with the implementation of Eurocode 7 in Switzerland”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [110] Schreiner H.D., Meiring J.: „The effect of global and partial factors of safety in bearing capacity calculations”, Journal of the South African institution of Civil Engineers, 43 (1), 2001, pp.19-23
- [111] Schuppener B.: „Eurocode 7 Geotechnical design – Part 1: General rules and its latest developments”, GEORISK, 2008, pp.1-14
- [112] Schuppener B.: „Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules – its implementation in the European Member states”, XIV ECSMGE, Vol. II, Madrid, 2007, pp.279-289
- [113] Schuppener B.: „Implementation of Eurocode 7-1 into the German DIN-system”, 2010a
- [114] Schuppener B.: „The legal framework for the implementation of Eurocodes into a national system of standards”, 2010b
- [115] Schuppener B.: „Update on Eurocode 7, its implementation and maintenance”, 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, 2010c
- [116] Schuppener B., Anagnostopoulos A., Linder W.-R.: „European Geotechnical Standards”, International seminar on Eurocode 7 and geotechnical aspects of Eurocode 8, MAG-ISSMGE, Struga, 2008, pp.166-181
- [117] Schuppener B., Bond A.J., Day P., Frank R., Orr T.L.L., Scarpelli G., Simpson B.: „Eurocode 7 for geotechnical design – a model code for non-EU countries?”, 17th ICSMGE, Alexandria, 2009, pp.1132-1135

- [118] Schuppener B., Simpson B., Orr T.L.L., Frank R., Bond A.J.: „Loss of static equilibrium of a structure – Definition and verification of limit state EQU”, Proc. of the 2nd International Symposium on Geotechnical Risk and Safety, Gifu, 2009, pp.111-118
- [119] Schweiger H.F.: „Application of FEM to ULS design (Eurocodes) in surface and near surface geotechnical structures”, Proc. 11th Int.Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Bologna, 2005, Vol.4, pp.419-430
- [120] Schweiger H.F.: „Numerical modelling and EC7 design approaches: results for deep excavations employing Mohr-Coulomb strength criterion”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [121] Seters A. van, Jansen H.: „The Dutch approach on Geotechnical Design by Eurocode 7”, Workshop: Safety Concepts and Calibration of Partial Factors in European and North American Codes of Practice, Delft, 2011
- [122] Sfriso A.O.: „El coeficiente de seguridad en la geomecánica computacional”
- [123] Simpson B.: „A holistic view – and the origins of Design Approach 1”, The spirit of Krebs Ovesen session, XIV ECSMGE, Madrid, 2007
- [124] Simpson B.: „Approaches to ULS design – The merits of Design Approach 1 in Eurocode 7”, International seminar on Eurocode 7 and geotechnical aspects of Eurocode 8, MAG-ISSMGE, Struga, 2008a, pp.125-136
- [125] Simpson B.: „Eurocode 7 Workshop – Retaining wall examples 5-7”, International seminar on Eurocode 7 and geotechnical aspects of Eurocode 8, MAG-ISSMGE, Struga, 2008b, pp.137-151
- [126] Simpson B.: „Geotechnical Eurocodes – preparing for impact”, BGA, 2007
- [127] Simpson B.: „Reasons for British choices of design approach and partial factors”, Workshop: Safety Concepts and Calibration of Partial Factors in European and North American Codes of Practice, Delft, 2011
- [128] Simpson B., Driscoll R.: „EC 7 – a commentary”, CRC, London, 1998
- [129] Simpson B., Morrison P., Yasuda S., Townsend B., Gazetas G.: „State of the art report: Analysis and design”, 17th ICSMGE, Alexandria, 2009, pp.2873-2929
- [130] SLIDE, Ver.4: „User’s guide”, Rocscience Inc., Toronto, 2002, 216p.
- [131] „Slovenski standard, SIST EN 1997-1:2005/AC:2009, Evrokod 7: Geotehničko projektiranje – 1. del: Splošna pravila”, 2009, 24p.
- [132] Smith C.: „Eurocode 7: UK perspective”, ERTC 10 and SC 7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011a
- [133] Smith C.: „Eurocode 7: Use of partial action/resistance factors in numerical methods”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011b
- [134] Smith C.: „Practical Implication of Geotechnical Limit Analysis in Limit State Design”, University of Sheffield
- [135] Smith C., Gilbert M.: „Ultimate Limit State design to Eurocode 7 using numerical methods; Part I: methodology and theory”, Ground Engineering, UK, 2011a

- [136] Smith C., Gilbert M.: „Ultimate Limit State design to Eurocode 7 using numerical methods; Part II: proposed design procedure and application”, Ground Engineering, UK, 2011b
- [137] Smith I.: „Retaining Walls and Geotechnical Design to Eurocode 7”
- [138] Smith I., Smith G.N.: „Smith’s elements of soil mechanics”, 2006
- [139] Sokolovskii V.V.: „Statics of Granular Media”, Pergamon Press, London, 1965, 270p.
- [140] Suljić N.: „Potporne konstrukcije”, Rudarsko-geološko-građevinski fakultet, Tuzla, 2010, 246str.
- [141] Szavits-Nossan V., Szavits-Nossan A.: „Eurocode 7 – A Croatian approach to EC 7-1 and to the National Annex”, Workshop on EC 7-1, Prague Geotechnical Days, Prague, 2006
- [142] The Eurocodes: Use outside EU, DG ENTR, Joint Research Centre, 2008
- [143] The Eurocodes and Cooperation in the Euro-Mediterranean Area, European Commission, Directorate General, Joint Research Centre, 2006, 24p.
- [144] UK National Annex to Eurocode 7: Geotechnical design, 2007
- [145] Vitinov V.: Seminar material from the International Seminar on Eurocode 7 and geotechnical aspects of Eurocode 8, Struga, 2008
- [146] Vogt N.: „Implementation of Eurocode 1997-1 in Germany in connection with a new DIN 1054”, Athens, 2009
- [147] Vogt N., Schuppener B.: „Design approaches of EC 7-1 for geotechnical verifications used in Germany”, 2006
- [148] Vogt N., Schuppener B., Weissenbach A.: „Implementation of Eurocode 7-1 in Germany – selection of design approach and values of partial factors”, 11th Baltic Sea Geotechnical Conference, Gdansk, 2008
- [149] Wang J., Thusyanthan N.I.: „Evaluating foundation design concepts of Eurocode 7 & 8”, BGA International Conference on Foundations, Dundee, 2008
- [150] Zdravkovic L.: „Limit state design, Eurocode 7 and Numerical Methods”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011
- [151] Ziegler M.: „Situation in Germany”, ERTC 10 and SC7 Workshop at XV ECSMGE, Athens, 2011

## **ПРИЛОЗИ**



ПРИЛОГ 1: Верификација програма за прорачуи носивости темеља

1.1 Пример објављени у „Designer’s guide to EN 1997-1“, Frank et al., 2004

$\gamma_k=$	20	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	2	m
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m
$c_k=$	0	kPa	$D_f=$	2	m
$\phi_{cv,k}=$	30	deg	$\alpha=$	0	deg
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1	
$\gamma_b=$	24,5	kN/m <sup>3</sup>			
$V_{Gk}=$	600	kN	$V_{Ok}=$	0	kN
$H_{Gk}=$	0	kN	$H_{Ok}=$	300	kN
$M_{Gk}^B=$	0	kNm	$M_{Ok}^B=$	3600	kNm
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3
$\gamma_G$	1,00	1,00	1,00	1,35	1,00
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1
<b>B</b>	5,6	5,6	5,65	4,8	5,7
<b>L</b>	5,6	5,6	5,65	4,8	5,7
<b>e<sub>B</sub></b>	2,53	2,19	2,50	2,08	2,46
<b>B'</b>	0,55	1,22	0,66	0,64	0,77
<b>L'</b>	5,60	5,60	5,65	4,80	5,70
<b>A'</b>	3,05	6,83	3,73	3,05	4,41
<b>G<sub>T</sub></b>	1536,64	1536,64	1564,20	1128,96	1592,01
<b>m<sub>B</sub></b>	1,91	1,82	1,90	1,88	1,88
<b>V<sub>Gd</sub></b>	2136,64	2136,64	2164,20	1728,96	2192,01
<b>H<sub>Qd</sub></b>	450	390	450	300	450
<b>M<sub>Qd</sub></b>	5400	4680	5400	3600	5400
<b>ΣV<sub>d</sub></b>	2136,64	2136,64	2164,20	1728,96	2192,01
<b>ΣH<sub>d</sub></b>	450,00	390,00	450,00	300,00	450,00
<b>ΣM<sub>d</sub></b>	5400,00	4680,00	5400,00	3600,00	5400,00
<b>φ'<sub>d</sub></b>	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26
<b>c'<sub>d</sub></b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>φ<sub>cv,d</sub></b>	30,00	24,79	30,00	30,00	24,79
<b>δ<sub>d</sub></b>	30,00	24,79	30,00	30,00	24,79
<b>N<sub>q</sub></b>	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92
<b>N<sub>c</sub></b>	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42
<b>N<sub>r</sub></b>	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84
<b>b<sub>q</sub></b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>b<sub>c</sub></b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>b<sub>r</sub></b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>s<sub>q</sub></b>	1,06	1,11	1,07	1,08	1,07
<b>s<sub>c</sub></b>	1,06	1,11	1,07	1,08	1,07
<b>s<sub>r</sub></b>	0,97	0,93	0,96	0,96	0,96
<b>i<sub>q</sub></b>	0,64	0,69	0,64	0,70	0,65
<b>i<sub>c</sub></b>	0,63	0,67	0,63	0,69	0,63
<b>i<sub>r</sub></b>	0,50	0,57	0,51	0,58	0,52
<b>σ<sub>doz</sub></b>	1015,13	633,91	757,23	828,77	536,71
<b>R<sub>d</sub></b>	3100,09	4328,37	2822,48	2528,67	2364,85
<b>R<sub>d</sub>/V<sub>d</sub></b>	1,45	2,03	1,30	1,08	1,08

1.2 Пример објављен у Зборнику радова са „International Workshop on Evaluation of Eurocode 7“, Org ed., Даблнн, 2005

$\gamma_k=$	12,19	kN/m <sup>3</sup>	$D_f=$	0,8	m
$\phi_k=$	35	deg	$B=$	1,62	m
$c_k=$	0	kPa	$L=$	1,62	m
$\delta/\phi=$	0,66667		$\alpha=$	0	deg
$\gamma_b=$	14,19	kN/m <sup>3</sup>			
$V_{Gk}=$	900	kN	$V_{Ok}=$	600	kN
$H_{Gk}=$	0	kN	$H_{Ok}=$	0	kN
$M_{Gk}^B=$	0	kNm	$M_{Ok}^B=$	0	kNm

	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35
$\gamma_Q$	1,5	1,30	1,50	1,50	1,50
$\gamma_{\phi}^{\prime}$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_c^{\prime}$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1
$B$	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
$L$	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
$e_B=$	0	0	0	0	0
$e_L=$	0	0	0	0	0
$B'$	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
$L'$	1,62	2,08	1,87	1,87	2,29
$A'=$	2,6244	4,3264	3,4969	3,4969	5,2441
$G_T=$	29,7922	49,1133	39,6968	39,6968	59,531
$m_B=$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	1255,22	949,113	1268,59	939,697	1295,37
$V_{Qd}=$	900	780	900	600	900
$H_{Qd}=$	0	0	0	0	0
$M_{Qd}=$	0	0	0	0	0
$\Sigma V_{d}=$	2155,22	1729,11	2168,59	1539,7	2195,37
$\phi'_{d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26
$c'_{d}=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\delta_d=$	23,33	19,50	23,33	23,33	19,50
$N_q=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42
$N_{\gamma}=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$s_q=$	1,57	1,49	1,57	1,57	1,49
$s_c=$	1,59	1,52	1,59	1,59	1,52
$s_{\gamma}=$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
$i_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	823,55	403,95	622,71	622,71	419,93
$R_d=$	2161,32	1747,63	2177,55	2177,55	2202,14
$R_d/V_d=$	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00

1.3 Пример објављен у књизи “Decoding Eurocode 7”, Bond & Harris, 2008

$\gamma_k=$	11	$\text{kN/m}^3$	$h_1=$	1,5	m
$\phi_k=$	25	deg	$h_2=$	0	m
$c_k=$	5	kPa	$D_f=$	1,5	m
$\phi_{ev,k}=$	25	deg	alpha=	0	deg
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1	
$\gamma_b=$	15	$\text{kN/m}^3$			
$V_{Gk}=$	250	kN	$V_{Ok}=$	110	kN
$H_{Gk}=$	0	kN	$H_{Ok}=$	0	kN
$M_{Gk}^B=$	0	kNm	$M_{Ok}^B=$	0	kNm
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50
$\gamma_\phi=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1
B	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
L	1	1	1	1	1
$e_B=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$e_L=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B'	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
L'	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A'=	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
$G_T=$	56,25	56,25	56,25	56,25	56,25
$m_B=$	1,29	1,29	1,29	1,29	1,29
$V_{Gd}=$	413,44	306,25	413,44	306,25	413,44
$H_{Gd}=$	0	0	0	0	0
$M_{Gd}=$	0	0	0	0	0
$V_{Od}=$	165	143	165	110	165
$\Sigma V_d=$	578,44	449,25	578,44	416,25	578,44
$\phi'_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46
$c'_d=$	5,00	4,00	5,00	5,00	4,00
$\phi_{ev,d}=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46
$\delta_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46
$N_q=$	10,66	6,70	10,66	10,66	6,70
$N_c=$	20,72	15,27	20,72	20,72	15,27
$N_\gamma=$	9,01	4,25	9,01	9,01	4,25
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	403,43	230,05	288,16	288,16	230,05
$R_d=$	1008,58	575,13	720,41	720,41	575,13
$R_d/V_d=$	1,74	1,28	1,25	1,25	0,99

ПРИЛОГ 2: Неколико примера којима се показује добијање већих димензија темеља према „Правилнику“ и прорачунским поступком 3 у односу на остале из Еврокода 7

$\gamma_k=$	8	$\text{kN/m}^3$	$D_f=$	1	m	
$\phi_k=$	20	deg	B=	1,85	m	
$c_k=$	5	kPa	L=	1,85	m	
$\delta/\phi=$	1		alpha=	0	deg	
$\gamma_b=$	15	$\text{kN/m}^3$	$\psi_0=$	1		
$V_{Gk}=$	270	kN	$V_{Qk}=$	70	kN	
$H_{Gk}=$	0	kN	$H_{Qk}=$	0	kN	
$M_{Gk}^B=$	0	kNm	$M_{Qk}^B=$	0	kNm	
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,5	1,30	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_\phi=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,50
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	2,50
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1
B	1,85	1,85	1,95	1,95	2,15	3,3
L	1,85	1,85	1,95	1,95	2,15	3,3
B'	1,85	1,85	1,95	1,95	2,15	3,3
L'	1,85	1,85	1,95	1,95	2,15	3,3
A'=	3,4225	3,4225	3,8025	3,8025	4,6225	10,89
$G_T=$	39,3588	39,3588	43,7288	43,7288	53,1588	125,235
$m_B=$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	417,634	309,359	423,534	313,729	436,264	632,376
$V_{Qd}=$	105	91	105	70	105	126
$\Sigma V_d=$	522,634	400,359	528,534	383,729	541,264	758,376
$\Sigma H_d=$	0	0	0	0	0	0
$\Sigma M_d=$	0	0	0	0	0	0
$\phi'_d=$	20,00	16,23	20,00	20,00	16,23	13,64
$c'_d=$	5,00	4,00	5,00	5,00	4,00	2,00
$\delta_d=$	20,00	16,23	20,00	20,00	16,23	20,00
$N_q=$	6,40	4,43	6,40	6,40	4,43	3,47
$N_c=$	14,83	11,79	14,83	14,83	11,79	10,16
$N_\gamma=$	3,93	2,00	3,93	3,93	2,00	1,08
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,11
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,34	1,28	1,34	1,34	1,28	
$s_c=$	1,41	1,36	1,41	1,41	1,36	1,20
$s_\gamma=$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60
$i_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	193,31	119,93	138,86	138,86	121,61	69,69
$R_d=$	661,59	410,47	528,02	528,02	562,16	758,91
$R_d/V_d=$	1,27	1,03	1,00	1,00	1,04	1,00

$\gamma_k=$	20	kN/m <sup>3</sup>	$D_f=$	0,8	m	
$\phi_k=$	32	deg	$B=$	3,46	m	
$c_k=$	0	kPa	$L=$	3,46	m	
$\delta/\phi=$	1		$\alpha=$	0	deg	
$\gamma_b=$	24	kN/m <sup>3</sup>	$\psi_0=$	0,7		
$V_{Gk}=$	3000	kN	$V_{Ok}=$	2000	kN	
$H_{Gk}=$	0	kN	$H_{Ok}=$	400	kN	
$M_{Gk}^B=$	0	kNm	$M_{Ok}^B=$	1920	kNm	
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,5	1,30	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,50
$\gamma_c$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	2,50
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1
$B$	3,46	3,98	3,77	3,77	4,23	5,46
$L$	3,46	3,98	3,77	3,77	4,23	5,46
$e_B=$	0,4458	0,48711	0,44183	0,36413	0,43545	0,41963
$B'$	2,5684	3,00579	2,88635	3,04175	3,35909	4,62074
$L'$	3,46	3,98	3,77	3,77	4,23	5,46
$A'=$	8,88667	11,963	10,8815	11,4674	14,209	25,2292
$G_T=$	229,855	304,136	272,888	272,888	343,544	572,383
$m_B=$	1,57	1,57	1,57	1,55	1,56	1,54
$V_{Gd}=$	4360,3	3304,14	4418,4	3272,89	4513,78	5715,81
$H_{Gd}=$	0	0	0	0	0	0
$M_{Gd}=$	0	0	0	0	0	0
$V_{Od}=$	3000	2600	3000	2000	3000	3600
$H_{Od}=$	600	520	600	400	600	720
$M_{Od}=$	2880	2496	2880	1920	2880	3456
$\Sigma V_d=$	6460,3	5124,14	6518,4	5272,89	6613,78	8235,81
$\Sigma H_d=$	600	520	600	400	600	720
$\Sigma M_d=$	2880	2496	2880	1920	2880	3456
$\phi'_d=$	32,00	26,56	32,00	32,00	26,56	22,62
$\delta_d=$	32,00	26,56	32,00	32,00	26,56	32,00
$N_q=$	23,18	12,59	23,18	23,18	12,59	8,33
$N_c=$	35,49	23,18	35,49	35,49	23,18	17,59
$N_{\gamma}=$	27,72	11,59	27,72	27,72	11,59	5,49
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06
$b_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,39	1,34	1,41	1,43	1,36	
$s_c=$	1,41	1,37	1,42	1,45	1,39	1,17
$s_{\gamma}=$	0,78	0,77	0,77	0,76	0,76	0,66
$i_q=$	0,86	0,85	0,86	0,88	0,86	0,13
$i_c=$	0,85	0,83	0,85	0,88	0,85	1,00
$i_{\gamma}=$	0,78	0,76	0,78	0,82	0,78	1,00
$\sigma_{doz}=$	873,75	432,33	663,62	707,65	467,79	329,31
$R_d=$	7764,69	5172,00	7221,20	8114,88	6646,76	8308,15
$R_d/V_d=$	1,20	1,01	1,11	1,09	1,00	1,01

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	0,5	m	
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m	
$c_k=$	0	kPa	$D_f=$	0,5	m	
$\phi_{cv,k}=$	35	deg	$\alpha=$	0	deg	
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1		
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>				
$V_{Gk}=$	800	kN	$V_{Ok}=$	450	kN	
$H_{Gk}=$	0	kN	$H_{Ok}=$	0	kN	
$M_{Gk}^B=$	0	kNm	$M_{Ok}^B=$	0	kNm	
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_O$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,50
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	2,50
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1
<b>B</b>	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	2,4
<b>L</b>	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	4
$e_B=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$e_t=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>B'</b>	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	2,40
<b>L'</b>	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	4,00
<b>A'</b>	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	9,60
$G_T=$	46,88	46,88	46,88	46,88	46,88	120,00
$m_B=$	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63
$V_{Gd}=$	1143,28	846,88	1143,28	846,88	1143,28	1472,00
$V_{Od}=$	675	585	675	450	675	810
$\Sigma V_d=$	1818,28	1431,88	1818,28	1296,88	1818,28	2282,00
$\Sigma H_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma M_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	25,02
$c'_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi_{cv,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	25,02
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	25,02
$N_d=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	10,69
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	20,75
$N_{\gamma}=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	8,14
$b_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07
$b_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_d=$	1,34	1,29	1,34	1,34	1,29	
$s_c=$	1,35	1,31	1,35	1,35	1,31	1,12
$s_{\gamma}=$	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,76
$i_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	903,47	394,40	645,33	645,33	394,40	247,42
$R_d=$	3388,00	1478,99	2420,00	2420,00	1478,99	2375,22
$R_d/V_d=$	1,86	1,03	1,33	1,33	0,81	1,04

ПРИЛОГ 3: Изводи из прорачуна носивости за темеље

3.1  $V_{Gk}=400 \text{ kN}$   $V_{Qk}=0 \text{ kN}$   $H_{Gk}=0 \text{ kN}$   $H_{Qk}=0 \text{ kN}$   $M_{Gk}=0 \text{ kNm}$   $M_{Qk}=0 \text{ kNm}$

$\gamma_k=$	18	$\text{kN/m}^3$	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	25	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	10	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{cv,k}=$	25	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	$\text{kN/m}^3$					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_b=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,40	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,40	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	0,95	1,1	1,15	1,15	1,3	1,5	1,5
L	1,1	1,1	1,15	1,15	1,3	1,5	1,5
B'	0,95	1,10	1,15	1,15	1,30	1,50	1,50
L'	1,10	1,10	1,15	1,15	1,30	1,50	1,50
A'=	1,05	1,21	1,32	1,32	1,69	2,25	2,25
$G_T=$	26,13	30,25	33,06	33,06	42,25	56,25	56,25
$m_B=$	1,54	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	575,27	430,25	584,63	433,06	597,04	615,94	730,00
$H_{Gd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$M_{Gd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$V_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$H_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$M_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$\Sigma V_d=$	575,27	430,25	584,63	433,06	597,04	615,94	730,00
$\Sigma H_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma M_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi'_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	18,42	21,24
$c'_d=$	10,00	8,00	10,00	10,00	8,00	7,14	5,00
$\phi_{cv,d}=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	18,42	21,24
$\delta_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	18,42	21,24
$N_q=$	10,66	6,70	10,66	10,66	6,70	5,48	7,24
$N_c=$	20,72	15,27	20,72	20,72	15,27	13,45	16,06
$N_\gamma=$	9,01	4,25	9,01	9,01	4,25	2,98	4,36
$b_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,23
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_d=$	1,36	1,35	1,42	1,42	1,35	1,32	
$s_c=$	1,40	1,41	1,47	1,47	1,41	1,39	1,20
$s_\gamma=$	0,74	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60
$i_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	609,71	364,54	458,68	458,68	369,90	291,13	338,42
$R_d=$	637,15	441,09	606,60	606,60	625,12	655,04	761,45
$R_d/V_d=$	1,11	1,03	1,04	1,04	1,05	1,06	1,04

3.2  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=0$  kN  $H_{Gk}=0$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=0$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m
$c_k=$	0	kPa	$D_f=$	1	m
$\phi_{cv,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1	
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>			

	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,31	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,00	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,05	1,05	1	1	1,25	1,3	1,3
L	1,05	1,05	1	1	1,25	1,3	1,3
$e_B=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B'	1,05	1,05	1,00	1,00	1,25	1,30	1,30
L'	1,05	1,05	1,00	1,00	1,25	1,30	1,30
A'=	1,10	1,10	1,00	1,00	1,56	1,69	1,69
$G_T=$	27,56	27,56	25,00	25,00	39,06	42,25	42,25
$m_B=$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	847,21	627,56	843,75	625,00	862,73	867,04	1027,60
$\Sigma V_d=$	847,21	627,56	843,75	625,00	862,73	867,04	1027,60
$\Sigma H_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma M_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,12	30,26
$c'_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi_{cv,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,12	30,26
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,12	30,26
$N_d=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	14,92	18,96
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	26,05	30,78
$N_{\bar{\gamma}}=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	14,88	18,86
$b_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,27
$b_{\bar{\gamma}}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_d=$	1,57	1,49	1,57	1,57	1,49	1,47	
$s_c=$	1,59	1,52	1,59	1,59	1,52	1,51	1,20
$s_{\bar{\gamma}}=$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60
$i_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_{\bar{\gamma}}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	1242,27	571,42	877,16	877,16	593,89	517,16	642,85
$R_d=$	1369,61	629,99	877,16	877,16	927,96	873,99	1086,41
$R_d/V_d=$	1,62	1,00	1,04	1,04	1,08	1,01	1,06



3.3  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=0$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=0$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m
$\phi_k=$	15	deg	$h_2=$	0	m
$c_k=$	0	kPa	$D_f=$	1	m
$\phi_{ev,k}=$	15	deg	alpha=	0	deg
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1	
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>			

	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_\phi=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,37	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,00	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	3,8	3,8	4,3	4,3	4,5	4,95	4,95
L	3,8	3,8	4,3	4,3	4,5	4,95	4,95
$e_B=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B'	3,80	3,80	4,30	4,30	4,50	4,95	4,95
L'	3,80	3,80	4,30	4,30	4,50	4,95	4,95
A'=	14,44	14,44	18,49	18,49	20,25	24,50	24,50
$G_T=$	361,00	361,00	462,25	462,25	506,25	612,56	612,56
$m_B=$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	1297,35	961,00	1434,04	1062,25	1493,44	1636,96	1940,10
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$\Sigma V_d=$	1597,35	1221,00	1734,04	1262,25	1793,44	1936,96	2300,10
$\Sigma H_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma M_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi'_d=$	15,00	12,10	15,00	15,00	12,10	11,07	12,59
$c'_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi_{ev,d}=$	15,00	12,10	15,00	15,00	12,10	11,07	12,59
$\delta_d=$	15,00	12,10	15,00	15,00	12,10	11,07	12,59
$N_q=$	3,94	3,00	3,94	3,94	3,00	2,73	3,14
$N_c=$	10,98	9,33	10,98	10,98	9,33	8,83	9,59
$N_\gamma=$	1,58	0,86	1,58	1,58	0,86	0,68	1,00
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,26	1,21	1,26	1,26	1,21	1,19	
$s_c=$	1,35	1,31	1,35	1,35	1,31	1,30	1,20
$s_\gamma=$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60
$i_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	127,03	85,88	94,29	94,29	89,66	79,57	94,24
$R_d=$	1834,38	1240,05	1743,34	1743,34	1815,60	1949,68	2309,07
$R_d/V_d=$	1,15	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01	1,00

3.4  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=100$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=0$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{ev,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,40	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,40	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	0,85	0,85	0,8	0,8	0,95	1,15	1,15
L	0,85	0,85	0,8	0,8	0,95	1,15	1,15
B'	0,85	0,85	0,80	0,80	0,95	1,15	1,15
L'	0,85	0,85	0,80	0,80	0,95	1,15	1,15
A'=	0,72	0,72	0,64	0,64	0,90	1,32	1,32
$G_T=$	18,06	18,06	16,00	16,00	22,56	33,06	33,06
$m_B=$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	834,38	618,06	831,60	616,00	840,46	854,63	1012,90
$H_{Gd}=$	135	100	135	100	135	135	160
$M_{Gd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$H_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$M_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$\Sigma V_d=$	1134,38	878,06	1131,60	816,00	1140,46	1154,63	1372,90
$\Sigma H_d=$	135,00	100,00	135,00	100,00	135,00	135,00	160,00
$\Sigma M_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	26,57	30,26
$c'_d=$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	21,43	15,00
$\phi_{ev,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	26,57	30,26
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	26,57	30,26
$N_q=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	12,60	18,96
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	23,20	30,78
$N_{\gamma}=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	11,61	18,86
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
$b_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,57	1,49	1,57	1,57	1,49	1,45	
$s_c=$	1,59	1,52	1,59	1,59	1,52	1,49	1,20
$s_{\gamma}=$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60
$i_q=$	0,83	0,84	0,83	0,83	0,83	0,84	0,19
$i_c=$	0,83	0,83	0,83	0,82	0,82	0,82	0,80
$i_{\gamma}=$	0,74	0,75	0,73	0,73	0,74	0,74	0,69
$\sigma_{doz}=$	2781,20	1311,83	1976,84	1969,38	1309,38	945,94	1081,83
$R_d=$	2009,42	947,80	1265,17	1260,40	1181,71	1251,01	1430,72
$R_d/V_d=$	1,77	1,08	1,12	1,11	1,04	1,08	1,04

3.5  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=0$  kN  $H_{Qk}=100$  kN  $M_{Gk}=0$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{ev,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,35	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	2,04	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	0,85	0,85	0,8	0,8	0,95	1,2	1,2
L	0,85	0,85	0,8	0,8	0,95	1,2	1,2
$e_B=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B'	0,85	0,85	0,80	0,80	0,95	1,20	1,20
L'	0,85	0,85	0,80	0,80	0,95	1,20	1,20
A'=	0,72	0,72	0,64	0,64	0,90	1,44	1,44
$G_T=$	18,06	18,06	16,00	16,00	22,56	36,00	36,00
$m_B=$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	834,38	618,06	831,60	616,00	840,46	858,60	1017,60
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$H_{Qd}=$	150	130	150	100	150	150	180
$\Sigma V_d=$	1134,38	878,06	1131,60	816,00	1140,46	1158,60	1377,60
$\Sigma H_d=$	150,00	130,00	150,00	100,00	150,00	150,00	180,00
$\Sigma M_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,41	30,26
$c'_d=$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	14,71	15,00
$\phi_{ev,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,41	30,26
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,41	30,26
$N_q=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	13,81	18,96
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	24,69	30,78
$N_\gamma=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	13,29	18,86
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,29
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,57	1,49	1,57	1,57	1,49	1,46	
$s_c=$	1,59	1,52	1,59	1,59	1,52	1,50	1,20
$s_\gamma=$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60
$i_q=$	0,81	0,79	0,81	0,83	0,82	0,82	0,22
$i_c=$	0,81	0,78	0,81	0,82	0,80	0,80	0,76
$i_\gamma=$	0,71	0,68	0,71	0,73	0,71	0,72	0,63
$\sigma_{doz}=$	2716,67	1233,46	1930,78	1969,38	1278,76	805,93	1019,78
$R_d=$	1962,79	891,17	1235,70	1260,40	1154,08	1160,53	1468,48
$R_d/V_d=$	1,73	1,01	1,09	1,11	1,01	1,00	1,07

3.6  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=200$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=0$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	25	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	10	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{ev,k}=$	25	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,42	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	2,16	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,9	1,9	1,95	1,95	2,2	2,75	2,75
L	1,9	1,9	1,95	1,95	2,2	2,75	2,75
$e_B=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B'	1,90	1,90	1,95	1,95	2,20	2,75	2,75
L'	1,90	1,90	1,95	1,95	2,20	2,75	2,75
A'=	3,61	3,61	3,80	3,80	4,84	7,56	7,56
$G_T=$	90,25	90,25	95,06	95,06	121,00	189,06	189,06
$m_B=$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$V_{Gd}=$	931,84	690,25	938,33	695,06	973,35	1065,23	1262,50
$H_{Gd}=$	270	200	270	200	270	270	320
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$\Sigma V_d=$	1231,84	950,25	1238,33	895,06	1273,35	1365,23	1622,50
$\Sigma H_d=$	270,00	200,00	270,00	200,00	270,00	270,00	320,00
$\Sigma M_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi'_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	18,18	21,24
$c'_d=$	10,00	8,00	10,00	10,00	8,00	4,63	5,00
$\phi_{ev,d}=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	18,18	21,24
$\delta_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	18,18	21,24
$N_d=$	10,66	6,70	10,66	10,66	6,70	5,35	7,24
$N_c=$	20,72	15,27	20,72	20,72	15,27	13,25	16,06
$N_v=$	9,01	4,25	9,01	9,01	4,25	2,86	4,36
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,13
$b_v=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,42	1,35	1,42	1,42	1,35	1,31	
$s_c=$	1,47	1,41	1,47	1,47	1,41	1,38	1,20
$s_v=$	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60
$i_q=$	0,71	0,72	0,71	0,71	0,72	0,74	0,48
$i_c=$	0,68	0,67	0,68	0,68	0,67	0,68	0,64
$i_v=$	0,56	0,58	0,56	0,56	0,58	0,60	0,48
$\sigma_{doz}=$	459,31	263,42	330,41	330,25	267,24	180,56	215,87
$R_d=$	1658,09	950,95	1256,39	1255,76	1293,42	1365,51	1632,48
$R_d/V_d=$	1,35	1,00	1,01	1,01	1,02	1,00	1,01

3.7  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=0$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=100$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m
$\phi_k=$	25	deg	$h_2=$	0	m
$c_k=$	20	kPa	$D_f=$	1	m
$\phi_{cv,k}=$	25	deg	alpha=	0	deg
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1	
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>			

	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,34	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	2,00	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,45	1,45	1,45	1,5	1,65	1,95	1,95
L	1,45	1,45	1,5	1,5	1,65	1,95	1,95
$e_B=$	0,11	0,11	0,11	0,12	0,11	0,11	0,11
$e_L=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B'	1,22	1,23	1,22	1,27	1,43	1,73	1,73
L'	1,45	1,45	1,50	1,50	1,65	1,95	1,95
A'=	1,77	1,78	1,83	1,90	2,35	3,38	3,38
$G_T=$	52,56	52,56	54,38	56,25	68,06	95,06	95,06
$m_B=$	1,54	1,54	1,55	1,54	1,54	1,53	1,53
$V_{Gd}=$	880,96	652,56	883,41	656,25	901,88	938,33	1112,10
$M_{Gd}=$	135	100	135	100	135	135	160
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$\Sigma V_d=$	1180,96	912,56	1183,41	856,25	1201,88	1238,33	1472,10
$\Sigma H_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma M_d=$	135,00	100,00	135,00	100,00	135,00	135,00	160,00
$\phi'_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	19,19	21,24
$c'_d=$	20,00	16,00	20,00	20,00	16,00	10,00	10,00
$\phi_{cv,d}=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	19,19	21,24
$\delta_d=$	25,00	20,46	25,00	25,00	20,46	19,19	21,24
$N_d=$	10,66	6,70	10,66	10,66	6,70	5,91	7,24
$N_c=$	20,72	15,27	20,72	20,72	15,27	14,10	16,06
$N_{\gamma}=$	9,01	4,25	9,01	9,01	4,25	3,41	4,36
$b_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20
$b_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_d=$	1,36	1,30	1,34	1,36	1,30	1,29	
$s_c=$	1,39	1,35	1,38	1,39	1,35	1,35	1,18
$s_{\gamma}=$	0,75	0,75	0,76	0,75	0,74	0,73	0,64
$i_d=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	911,46	521,02	646,21	653,33	528,46	366,88	448,20
$R_d=$	1614,19	929,87	1184,36	1241,10	1242,85	1239,06	1514,28
$R_d/V_d=$	1,37	1,02	1,00	1,05	1,03	1,00	1,03

3.8  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=0$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=200$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m
$\phi_k=$	15	deg	$h_2=$	0	m
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m
$\phi_{ev,k}=$	15	deg	alpha=	0	deg
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1	
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>			

	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,37	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	2,09	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,9	1,9	2,05	2,1	2,15	2,65	2,65
L	1,9	1,9	2,1	2,1	2,15	2,65	2,65
$e_B=$	0,22	0,21	0,22	0,22	0,21	0,20	0,20
B'	1,46	1,48	1,62	1,66	1,72	2,25	2,25
L'	1,90	1,90	2,10	2,10	2,15	2,65	2,65
A'=	2,78	2,81	3,40	3,49	3,71	5,96	5,96
$G_T=$	90,25	90,25	107,63	110,25	115,56	175,56	175,56
$m_B=$	1,57	1,56	1,56	1,56	1,56	1,54	1,54
$V_{Gd}=$	931,84	690,25	955,29	710,25	966,01	1047,01	1240,90
$H_{Gd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$M_{Gd}=$	270	200	270	200	270	270	320
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$H_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$M_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$\Sigma V_d=$	1231,84	950,25	1255,29	910,25	1266,01	1347,01	1600,90
$\Sigma H_d=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma M_d=$	270,00	200,00	270,00	200,00	270,00	270,00	320,00
$\phi'_d=$	15,00	12,10	15,00	15,00	12,10	11,07	12,59
$c'_d=$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	14,35	15,00
$\phi_{ev,d}=$	15,00	12,10	15,00	15,00	12,10	11,07	12,59
$\delta_d=$	15,00	12,10	15,00	15,00	12,10	11,07	12,59
$N_q=$	3,94	3,00	3,94	3,94	3,00	2,73	3,14
$N_c=$	10,98	9,33	10,98	10,98	9,33	8,83	9,59
$N_{\gamma}=$	1,58	0,86	1,58	1,58	0,86	0,68	1,00
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,16
$b_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,20	1,16	1,20	1,20	1,17	1,16	
$s_c=$	1,27	1,24	1,27	1,27	1,25	1,26	1,17
$s_{\gamma}=$	0,77	0,77	0,77	0,76	0,76	0,75	0,66
$i_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
$i_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$i_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\sigma_{doz}=$	518,17	350,43	371,54	373,59	353,68	226,61	277,85
$R_d=$	1439,00	984,79	1263,83	1302,78	1310,55	1350,64	1656,87
$R_d/V_d=$	1,17	1,04	1,01	1,03	1,04	1,00	1,03

3.9  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=100$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=100$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{ev,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,34	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,82	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1	1	0,95	0,95	1,1	1,3	1,3
L	1	1	0,95	0,95	1,1	1,3	1,3
$e_B=$	0,12	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
B'	0,76	0,77	0,71	0,71	0,87	1,07	1,07
L'	1,00	1,00	0,95	0,95	1,10	1,30	1,30
A'=	0,76	0,77	0,68	0,67	0,95	1,39	1,39
$G_T=$	25,00	25,00	22,56	22,56	30,25	42,25	42,25
$m_B=$	1,57	1,56	1,57	1,57	1,56	1,55	1,55
$V_{Gd}=$	843,75	625,00	840,46	622,56	850,84	867,04	1027,60
$H_{Gd}=$	135	100	135	100	135	135	160
$M_{Gd}=$	135	100	135	100	135	135	160
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$\Sigma V_d=$	1143,75	885,00	1140,46	822,56	1150,84	1167,04	1387,60
$\Sigma H_d=$	135,00	100,00	135,00	100,00	135,00	135,00	160,00
$\Sigma M_d=$	135,00	100,00	135,00	100,00	135,00	135,00	160,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,59	30,26
$c'_d=$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	16,48	15,00
$\phi_{ev,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,59	30,26
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,59	30,26
$N_q=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	14,07	18,96
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	25,02	30,78
$N_\gamma=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	13,66	18,86
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,33
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,44	1,38	1,43	1,43	1,38	1,38	
$s_c=$	1,45	1,40	1,44	1,44	1,41	1,41	1,16
$s_\gamma=$	0,77	0,77	0,77	0,78	0,76	0,75	0,67
$i_q=$	0,83	0,84	0,82	0,82	0,83	0,83	0,19
$i_c=$	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,80
$i_\gamma=$	0,73	0,74	0,73	0,73	0,74	0,74	0,68
$\sigma_{doz}=$	2536,13	1210,16	1791,56	1778,87	1213,82	841,10	1071,55
$R_d=$	1937,44	936,68	1213,95	1194,54	1155,47	1168,48	1489,67
$R_d/V_d=$	1,69	1,06	1,06	1,05	1,00	1,00	1,07

3.10  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=100$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=200$  kNm  $M_{Qk}=0$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{ev,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,31	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,62	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,15	1,15	1,1	1,15	1,3	1,4	1,4
L	1,15	1,15	1,15	1,15	1,3	1,4	1,4
$e_B=$	0,23	0,22	0,23	0,24	0,23	0,23	0,23
B'	0,68	0,70	0,63	0,67	0,84	0,94	0,94
L'	1,15	1,15	1,15	1,15	1,30	1,40	1,40
A'=	0,78	0,81	0,73	0,77	1,09	1,32	1,32
$G_T=$	33,06	33,06	31,63	33,06	42,25	49,00	49,00
$m_B=$	1,63	1,62	1,65	1,63	1,61	1,60	1,60
$V_{Gd}=$	854,63	633,06	852,69	633,06	867,04	876,15	1038,40
$H_{Gd}=$	135	100	135	100	135	135	160
$M_{Gd}=$	270	200	270	200	270	270	320
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$\Sigma V_d=$	1154,63	893,06	1152,69	833,06	1167,04	1176,15	1398,40
$\Sigma H_d=$	135,00	100,00	135,00	100,00	135,00	135,00	160,00
$\Sigma M_d=$	270,00	200,00	270,00	200,00	270,00	270,00	320,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,12	30,26
$c'_d=$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	18,52	15,00
$\phi_{ev,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,12	30,26
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,12	30,26
$N_q=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	14,92	18,96
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	26,05	30,78
$N_\gamma=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	14,88	18,86
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,34	1,30	1,31	1,33	1,31	1,32	
$s_c=$	1,35	1,32	1,32	1,34	1,33	1,34	1,13
$s_\gamma=$	0,82	0,82	0,84	0,83	0,81	0,80	0,73
$i_q=$	0,82	0,83	0,82	0,82	0,83	0,83	0,19
$i_c=$	0,82	0,82	0,81	0,81	0,82	0,82	0,80
$i_\gamma=$	0,73	0,74	0,73	0,72	0,74	0,74	0,69
$\sigma_{doz}=$	2352,15	1134,23	1638,04	1664,07	1154,19	895,59	1060,64
$R_d=$	1845,65	915,80	1189,65	1281,87	1256,31	1179,69	1399,26
$R_d/V_d=$	1,60	1,03	1,03	1,11	1,08	1,00	1,00



3.11  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=100$  kN  $H_{Qk}=0$  kN  $M_{Gk}=200$  kNm  $M_{Qk}=100$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{ev,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,30	1,20
$\gamma_c=$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,76	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,4	1,4	1,3	1,3	1,5	1,6	1,6
L	1,4	1,4	1,3	1,3	1,5	1,6	1,6
$e_B=$	0,36	0,36	0,36	0,36	0,35	0,35	0,35
B'	0,69	0,67	0,58	0,59	0,79	0,90	0,90
L'	1,40	1,40	1,30	1,30	1,50	1,60	1,60
A'=	0,96	0,94	0,75	0,76	1,19	1,44	1,44
$G_T=$	49,00	49,00	42,25	42,25	56,25	64,00	64,00
$m_B=$	1,67	1,68	1,69	1,69	1,65	1,64	1,64
$V_{Gd}=$	876,15	649,00	867,04	642,25	885,94	896,40	1062,40
$H_{Gd}=$	135	100	135	100	135	135	160
$M_{Gd}=$	270	200	270	200	270	270	320
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$H_{Qd}=$	0	0	0	0	0	0	0
$M_{Qd}=$	150	130	150	100	150	150	180
$\Sigma V_d=$	1176,15	909,00	1167,04	842,25	1185,94	1196,40	1422,40
$\Sigma H_d=$	135,00	100,00	135,00	100,00	135,00	135,00	160,00
$\Sigma M_d=$	420,00	330,00	420,00	300,00	420,00	420,00	500,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,31	30,26
$c'_d=$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	17,05	15,00
$\phi_{ev,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,31	30,26
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	28,31	30,26
$N_q=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	15,23	18,96
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	26,41	30,78
$N_{\gamma}=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	15,33	18,86
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35
$b_{\gamma}=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,28	1,24	1,26	1,26	1,26	1,27	
$s_c=$	1,29	1,25	1,26	1,27	1,27	1,28	1,11
$s_{\gamma}=$	0,85	0,86	0,87	0,86	0,84	0,83	0,78
$i_q=$	0,82	0,83	0,82	0,81	0,83	0,83	0,19
$i_c=$	0,82	0,82	0,81	0,81	0,82	0,82	0,80
$i_{\gamma}=$	0,73	0,74	0,73	0,72	0,74	0,74	0,69
$\sigma_{doz}=$	2261,15	1079,51	1558,98	1559,00	1103,50	835,31	1042,41
$R_d=$	2171,00	1018,52	1175,94	1190,94	1310,46	1200,03	1496,00
$R_d/V_d=$	1,85	1,12	1,01	1,02	1,10	1,00	1,05

3.12  $V_{Gk}=600$  kN  $V_{Qk}=200$  kN  $H_{Gk}=100$  kN  $H_{Qk}=50$  kN  $M_{Gk}=200$  kNm  $M_{Qk}=100$  kNm

$\gamma_k=$	18	kN/m <sup>3</sup>	$h_1=$	1	m
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m
$\phi_{cv,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1	
$\gamma_b=$	25	kN/m <sup>3</sup>			

	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,33	1,20
$\gamma_c$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,79	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,45	1,45	1,35	1,35	1,55	1,7	1,7
L	1,45	1,45	1,35	1,35	1,55	1,7	1,7
$e_B$	0,36	0,36	0,36	0,35	0,35	0,35	0,35
B'	0,74	0,73	0,63	0,64	0,84	1,00	1,00
L'	1,45	1,45	1,35	1,35	1,55	1,70	1,70
A'	1,07	1,05	0,85	0,86	1,31	1,71	1,71
$G_T$	52,56	52,56	45,56	45,56	60,06	72,25	72,25
$m_B$	1,66	1,67	1,68	1,68	1,65	1,63	1,63
$V_{Gd}$	880,96	652,56	871,51	645,56	891,08	907,54	1075,60
$H_{Gd}$	135	100	135	100	135	135	160
$M_{Gd}$	270	200	270	200	270	270	320
$V_{Qd}$	300	260	300	200	300	300	360
$H_{Qd}$	75	65	75	50	75	75	90
$M_{Qd}$	150	130	150	100	150	150	180
$\Sigma V_d$	1180,96	912,56	1171,51	845,56	1191,08	1207,54	1435,60
$\Sigma H_d$	210,00	165,00	210,00	150,00	210,00	210,00	250,00
$\Sigma M_d$	420,00	330,00	420,00	300,00	420,00	420,00	500,00
$\phi'_d$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,77	30,26
$c'_d$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	16,76	15,00
$\phi_{cv,d}$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,77	30,26
$\delta_d$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,77	30,26
$N_q$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	14,35	18,96
$N_c$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	25,35	30,78
$N_\gamma$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	14,05	18,86
$b_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35
$b_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q$	1,29	1,24	1,27	1,27	1,27	1,28	
$s_c$	1,30	1,26	1,28	1,28	1,28	1,30	1,12
$s_\gamma$	0,85	0,85	0,86	0,86	0,84	0,82	0,76
$i_q$	0,73	0,73	0,73	0,73	0,74	0,74	0,29
$i_c$	0,72	0,71	0,72	0,72	0,72	0,72	0,70
$i_\gamma$	0,61	0,60	0,60	0,61	0,61	0,62	0,53
$\sigma_{doz}$	2024,23	949,37	1393,97	1410,67	985,88	708,33	915,67
$R_d$	2168,23	1000,45	1191,17	1219,61	1290,88	1209,43	1561,97
$R_d/V_d$	1,84	1,10	1,02	1,04	1,08	1,00	1,09

3.13  $V_{Gk}=600 \text{ kN}$   $V_{Qk}=200 \text{ kN}$   $H_{Gk}=100 \text{ kN}$   $H_{Qk}=100 \text{ kN}$   $M_{Gk}=200 \text{ kNm}$   $M_{Qk}=100 \text{ kNm}$

$\gamma_k=$	18	$\text{kN/m}^3$	$h_1=$	1	m		
$\phi_k=$	35	deg	$h_2=$	0	m		
$c_k=$	30	kPa	$D_f=$	1	m		
$\phi_{cv,k}=$	35	deg	alpha=	0	deg		
$\delta/\phi=$	1		$\psi_0=$	1			
$\gamma_b=$	25	$\text{kN/m}^3$					
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA2*	DA3	Aneks	Pravilnik
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,60
$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80
$\gamma_{\phi}$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,35	1,20
$\gamma_c$	1	1,25	1,00	1,00	1,25	1,81	2,00
$\gamma_{Rv}$	1	1	1,4	1,4	1	1	1
$\gamma_{Rh}$	1	1	1,1	1,1	1	1	1
B	1,5	1,5	1,4	1,4	1,6	1,8	1,8
L	1,5	1,5	1,4	1,4	1,6	1,8	1,8
$e_B=$	0,35	0,36	0,36	0,35	0,35	0,34	0,34
B'	0,79	0,78	0,69	0,69	0,90	1,11	1,11
L'	1,50	1,50	1,40	1,40	1,60	1,80	1,80
A' =	1,19	1,17	0,96	0,97	1,44	2,00	2,00
$G_T=$	56,25	56,25	49,00	49,00	64,00	81,00	81,00
$m_B=$	1,65	1,66	1,67	1,67	1,64	1,62	1,62
$V_{Gd}=$	885,94	656,25	876,15	649,00	896,40	919,35	1089,60
$H_{Gd}=$	135	100	135	100	135	135	160
$M_{Gd}=$	270	200	270	200	270	270	320
$V_{Qd}=$	300	260	300	200	300	300	360
$H_{Qd}=$	150	130	150	100	150	150	180
$M_{Qd}=$	150	130	150	100	150	150	180
$\Sigma V_d=$	1185,94	916,25	1176,15	849,00	1196,40	1219,35	1449,60
$\Sigma H_d=$	285,00	230,00	285,00	200,00	285,00	285,00	340,00
$\Sigma M_d=$	420,00	330,00	420,00	300,00	420,00	420,00	500,00
$\phi'_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,41	30,26
$c'_d=$	30,00	24,00	30,00	30,00	24,00	16,57	15,00
$\phi_{cv,d}=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,41	30,26
$\delta_d=$	35,00	29,26	35,00	35,00	29,26	27,41	30,26
$N_q=$	33,30	16,92	33,30	33,30	16,92	13,81	18,96
$N_c=$	46,12	28,42	46,12	46,12	28,42	24,69	30,78
$N_\gamma=$	45,23	17,84	45,23	45,23	17,84	13,29	18,86
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,32
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$s_q=$	1,30	1,25	1,28	1,28	1,27	1,28	
$s_c=$	1,31	1,27	1,29	1,29	1,29	1,31	1,12
$s_\gamma=$	0,84	0,84	0,85	0,85	0,83	0,81	0,75
$i_q=$	0,65	0,64	0,64	0,65	0,66	0,67	0,39
$i_c=$	0,64	0,61	0,63	0,64	0,63	0,64	0,59
$i_\gamma=$	0,50	0,49	0,49	0,51	0,51	0,52	0,40
$\sigma_{doz}=$	1798,83	826,93	1236,56	1268,78	874,41	610,79	759,13
$R_d=$	2136,20	967,10	1187,26	1231,48	1256,21	1221,58	1516,95
$R_d/V_d=$	1,80	1,06	1,01	1,05	1,05	1,00	1,05

ПРИЛОГ 4: Изводи из прорачуна носивости у PLAXIS-у за прорачунски случај 3  
 $V_{Gk}=600 \text{ kN}$   $V_{Qk}=300 \text{ kN}$

Plaxis 8.2 Calculations - V600+200 f15 ce10.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show  Input values  Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A  
MloadA: N/A  
MloadB: N/A  
Mweight: N/A  
Maccel: N/A  
Msf: 0,1000

Total multipliers

$\Sigma$  -Mdisp: 1,0000  
 $\Sigma$  -MloadA: 1,0000  
 $\Sigma$  -MloadB: 1,0000  
 $\Sigma$  -Mweight: 1,0000  
 $\Sigma$  -Maccel: 0,0000  
 $\Sigma$  -Msf: 1,3532

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1	12
✓ <Phase 2>	2	1	Phi/c redu...	Incremental multipli...	0,00 ...	1	13	112

Параметри тла  $\phi=15^\circ$   $c=10 \text{ kPa}$

Plaxis 8.2 Calculations - V600+200 f15 ce20.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show  Input values  Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A  
MloadA: N/A  
MloadB: N/A  
Mweight: N/A  
Maccel: N/A  
Msf: 0,1000

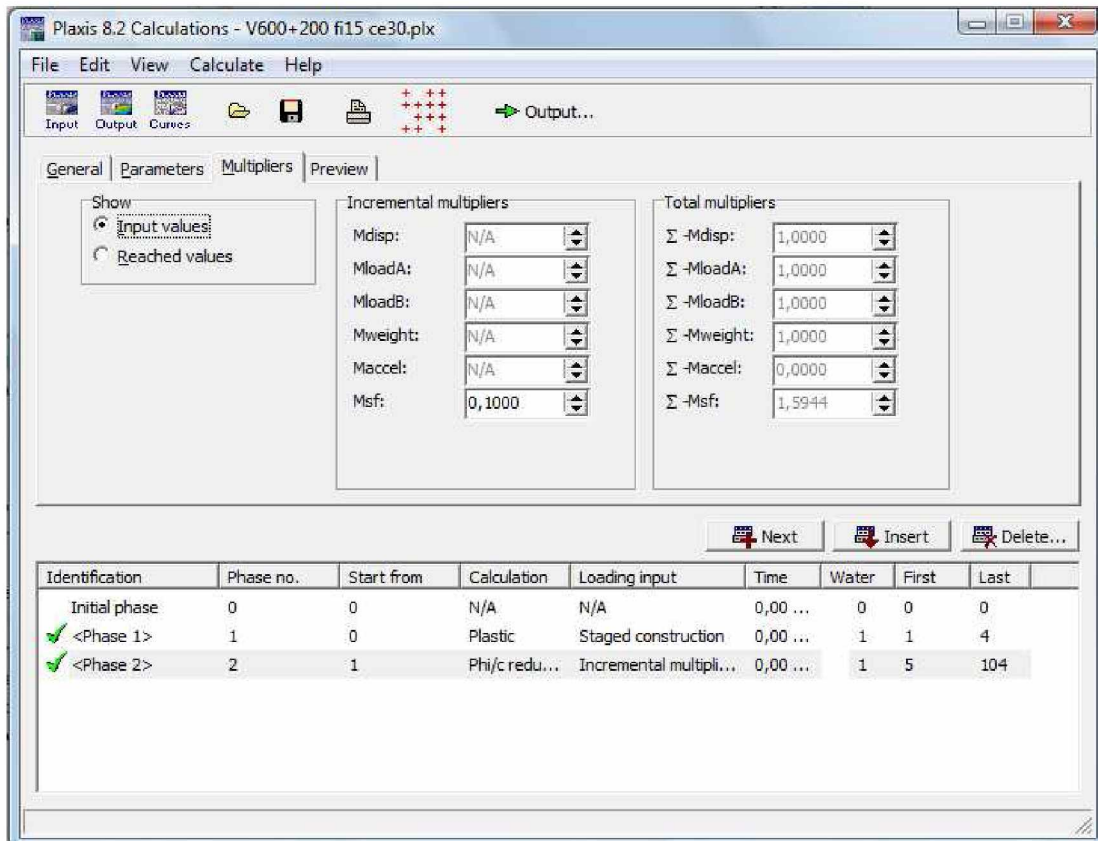
Total multipliers

$\Sigma$  -Mdisp: 1,0000  
 $\Sigma$  -MloadA: 1,0000  
 $\Sigma$  -MloadB: 1,0000  
 $\Sigma$  -Mweight: 1,0000  
 $\Sigma$  -Maccel: 0,0000  
 $\Sigma$  -Msf: 1,5027

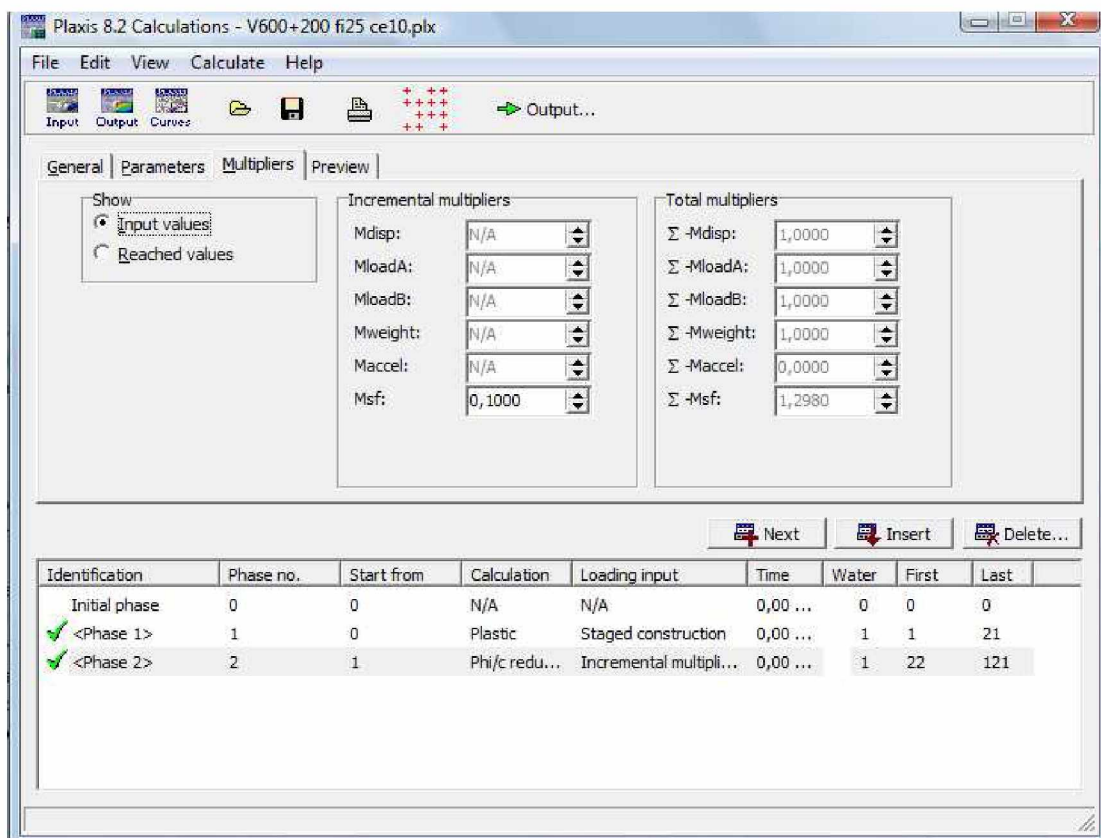
Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1	6
✓ <Phase 2>	2	1	Phi/c redu...	Incremental multipli...	0,00 ...	1	7	106

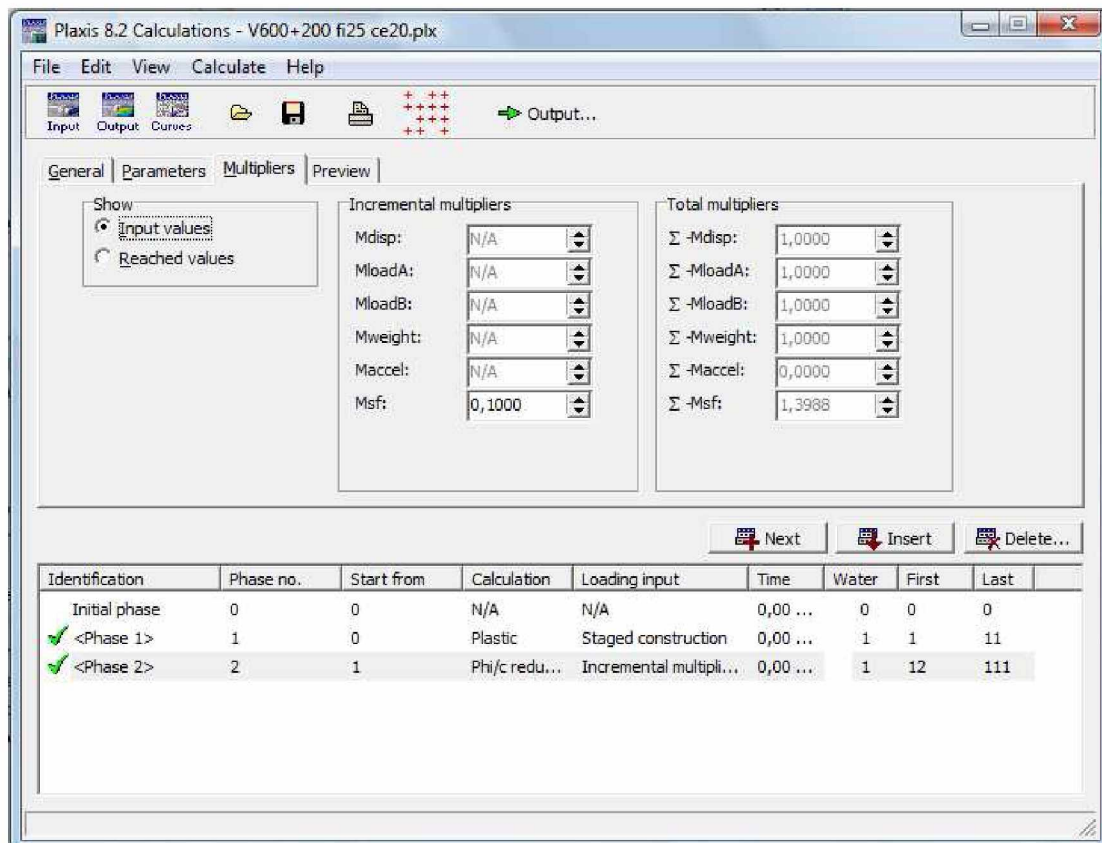
Параметри тла  $\phi=15^\circ$   $c=20 \text{ kPa}$



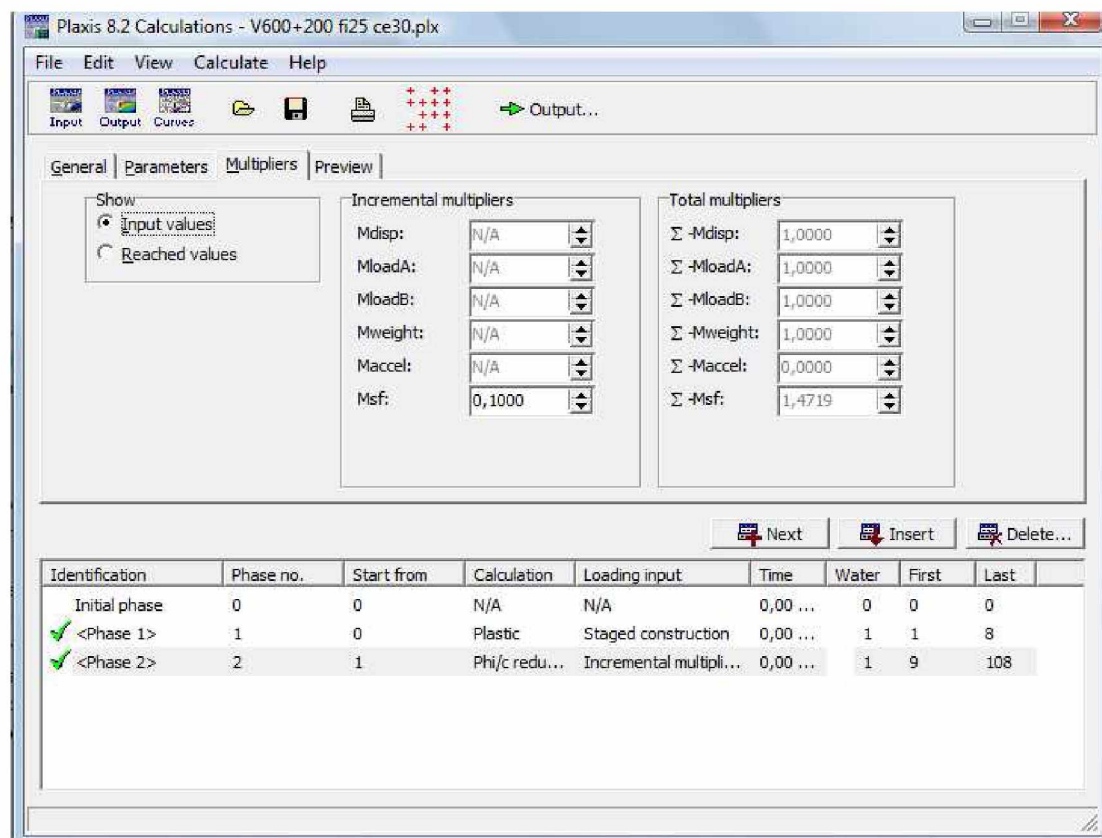
Параметри тла  $\phi=15^\circ$   $c=30$  кПа



Параметри тла  $\phi=25^\circ$   $c=10$  кПа

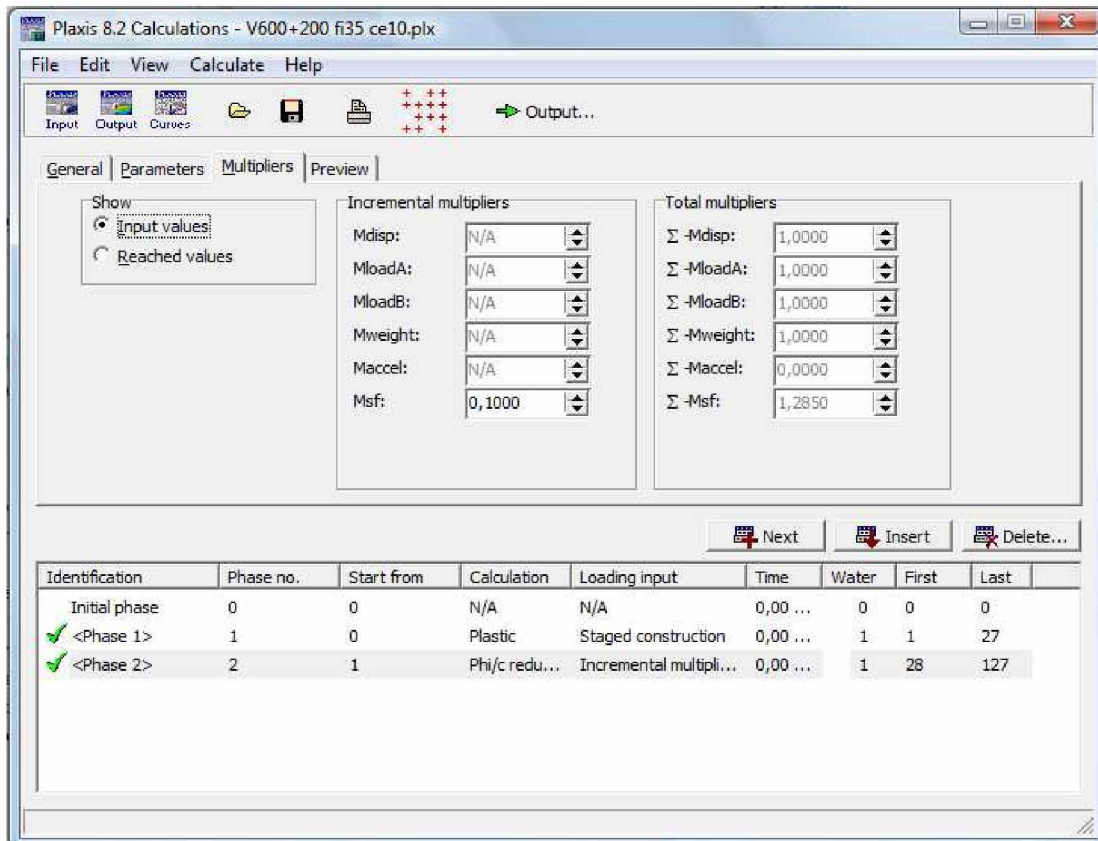


Параметри тла  $\phi=25^\circ$   $c=20$  кПа

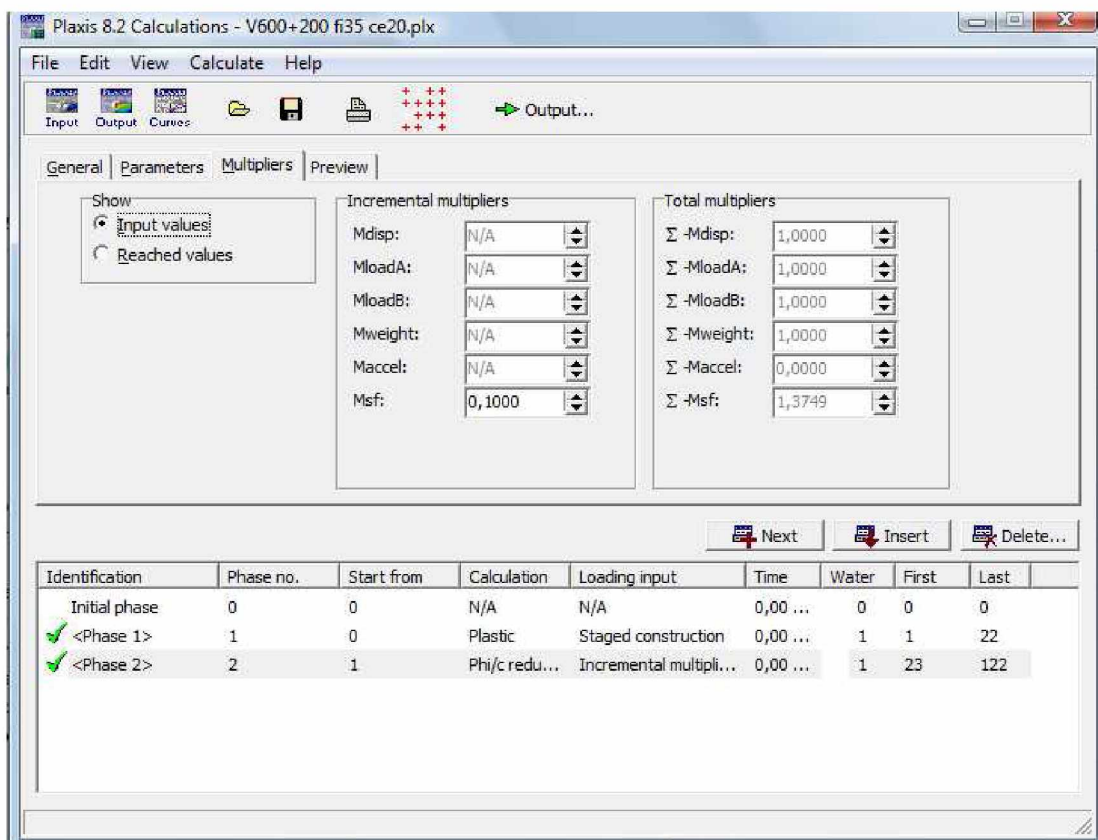


Параметри тла  $\phi=25^\circ$   $c=30$  кПа

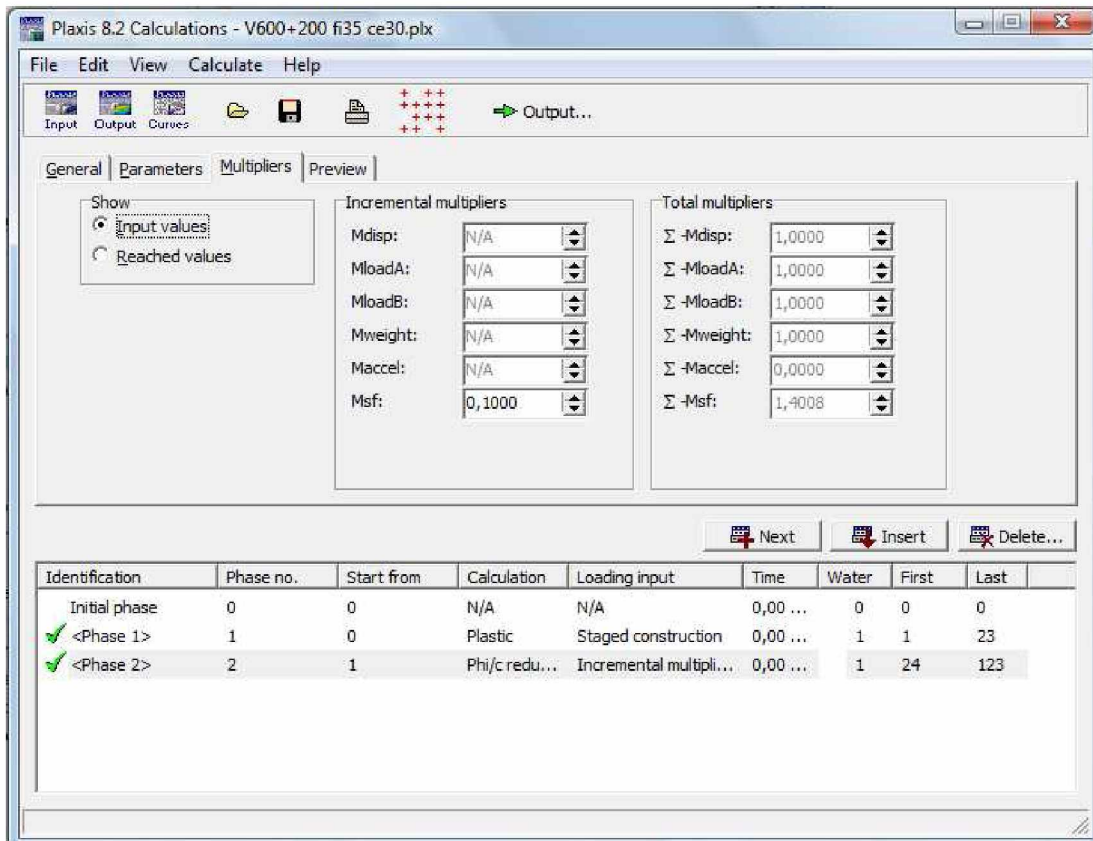




Параметри тла  $\phi=35^\circ$   $c=10$  кПа



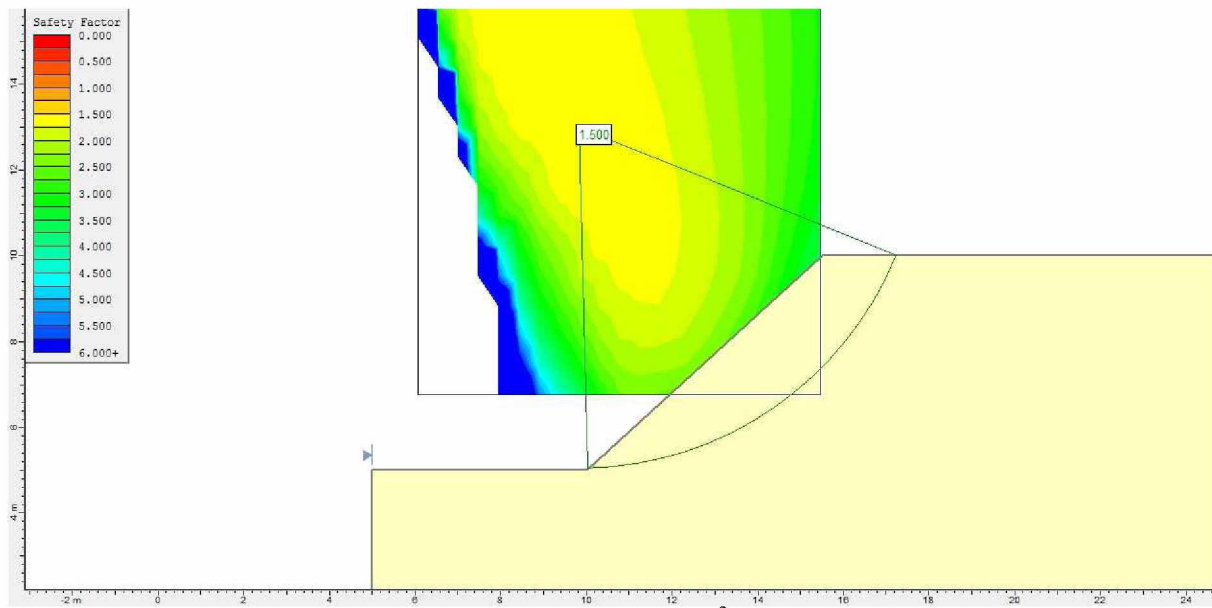
Параметри тла  $\phi=35^\circ$   $c=20$  кПа



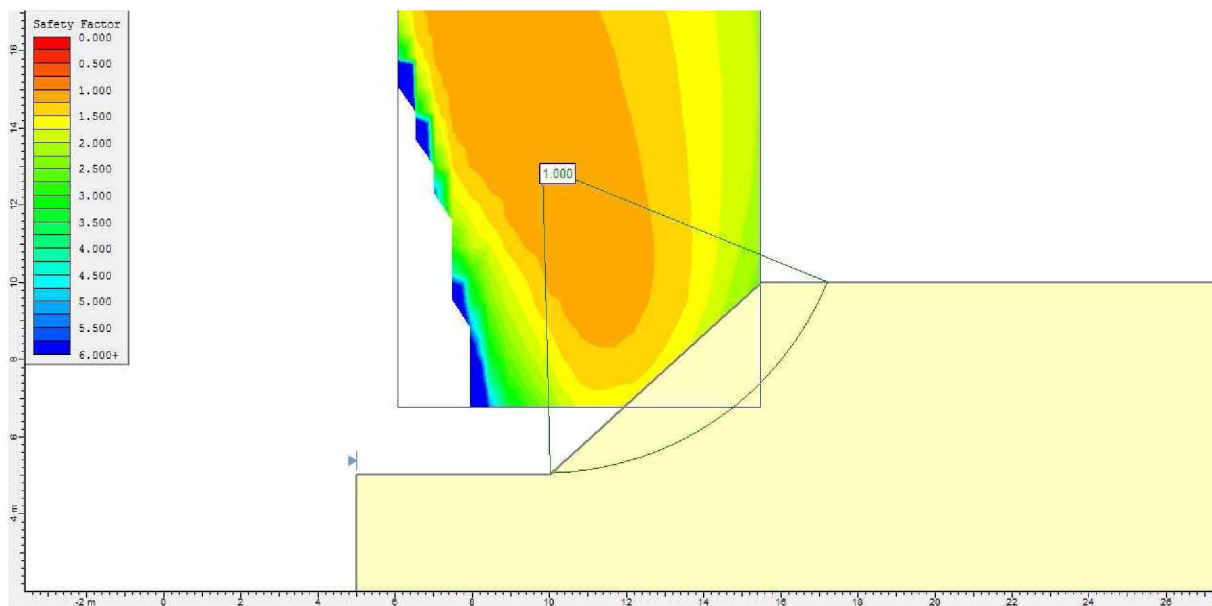
Параметри тла  $\phi=35^\circ$   $c=30$  kPa



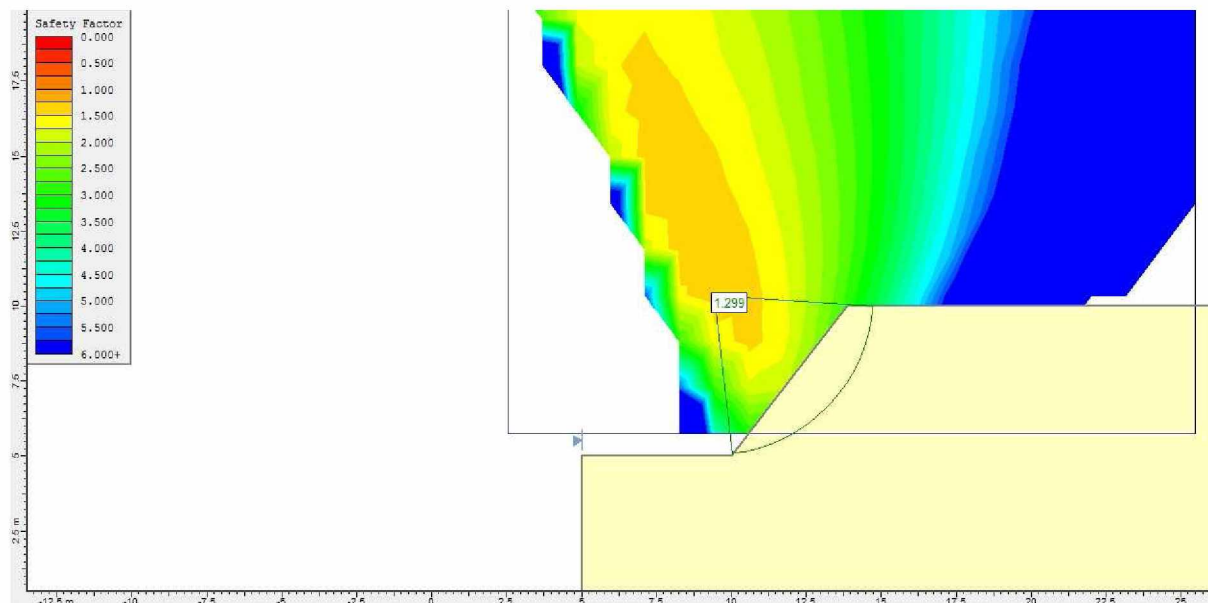
ПРИЛОГ 5: Изводи из прорачуна стабилности косина  
5.1 Програм SLIDE – метода граничне равнотеже



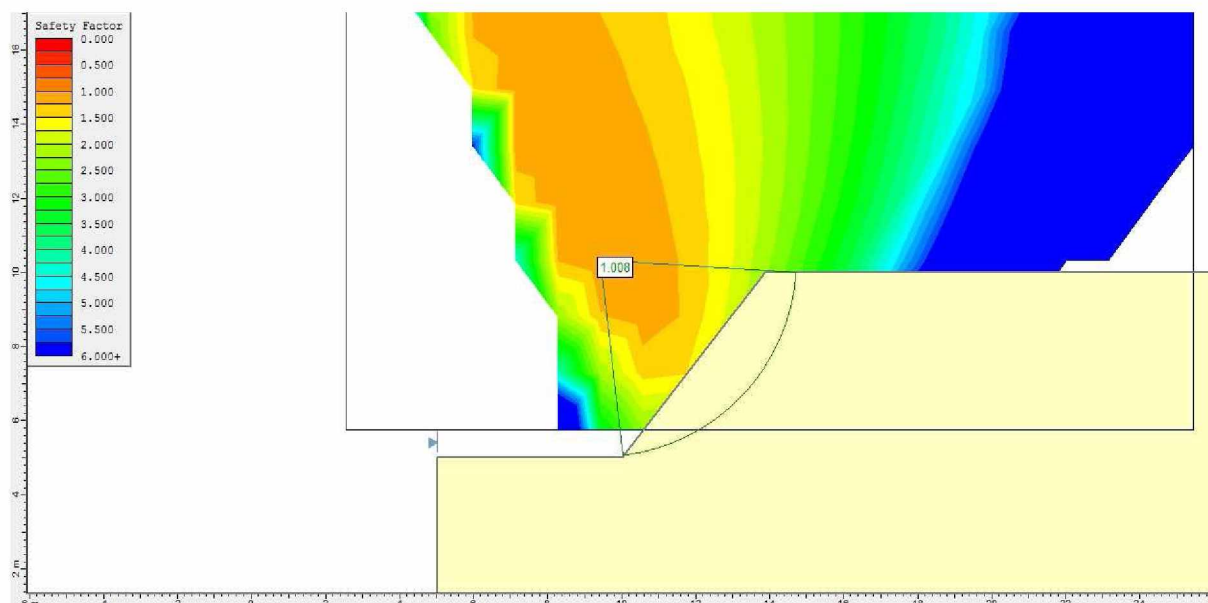
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, примена FS



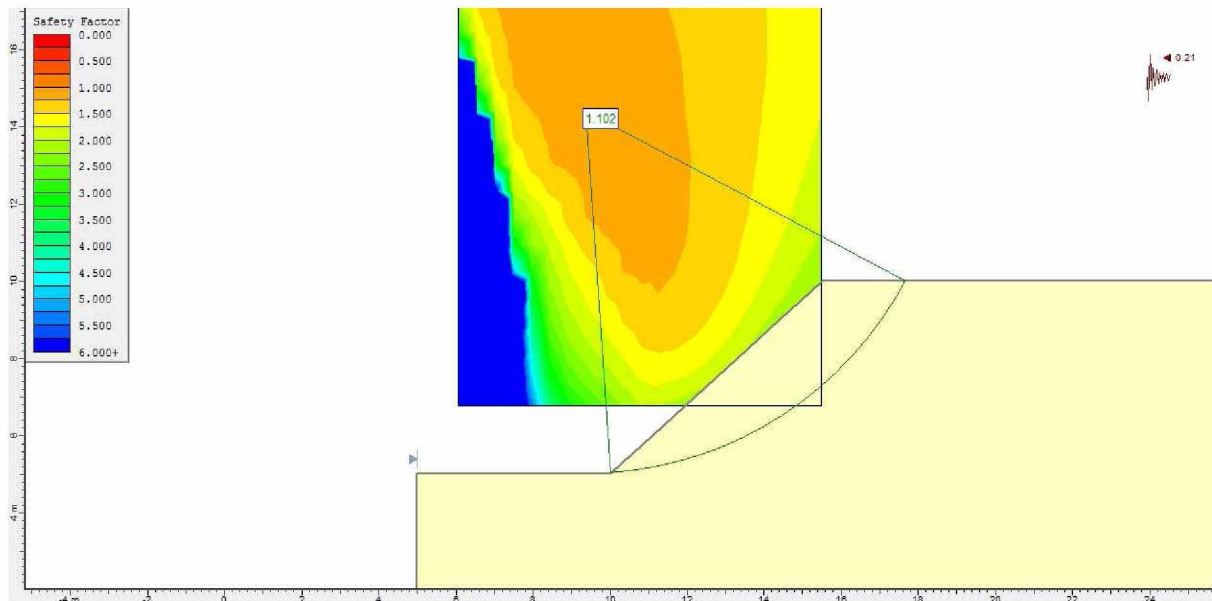
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, примена ПК



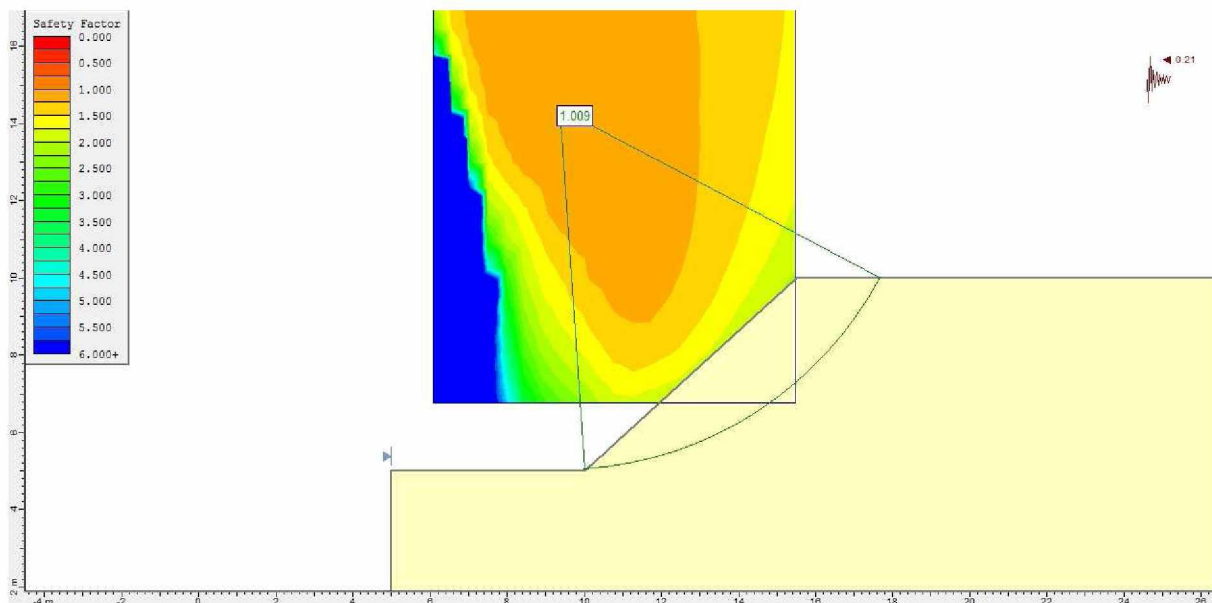
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, примена FS



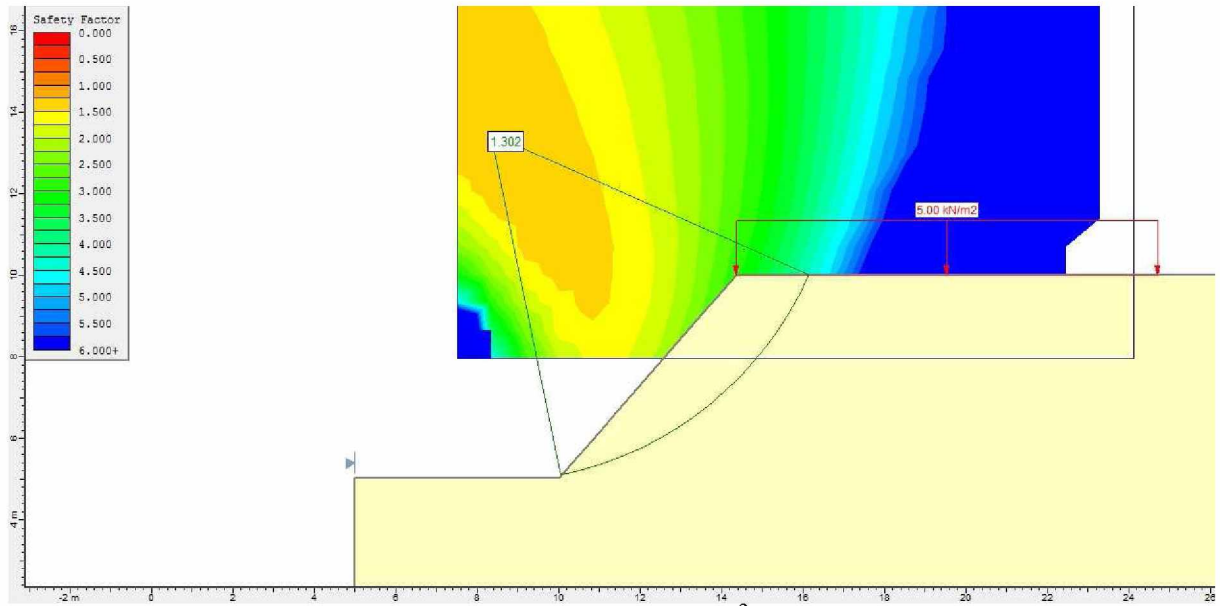
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, примена ПК



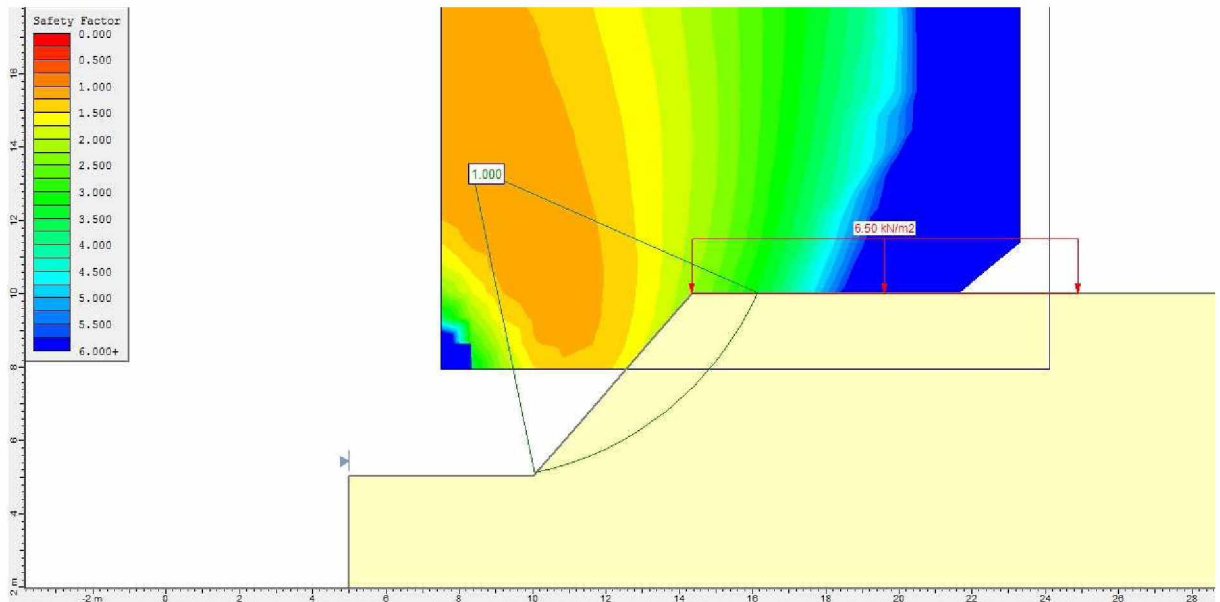
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, сеизмички услови, примена FS



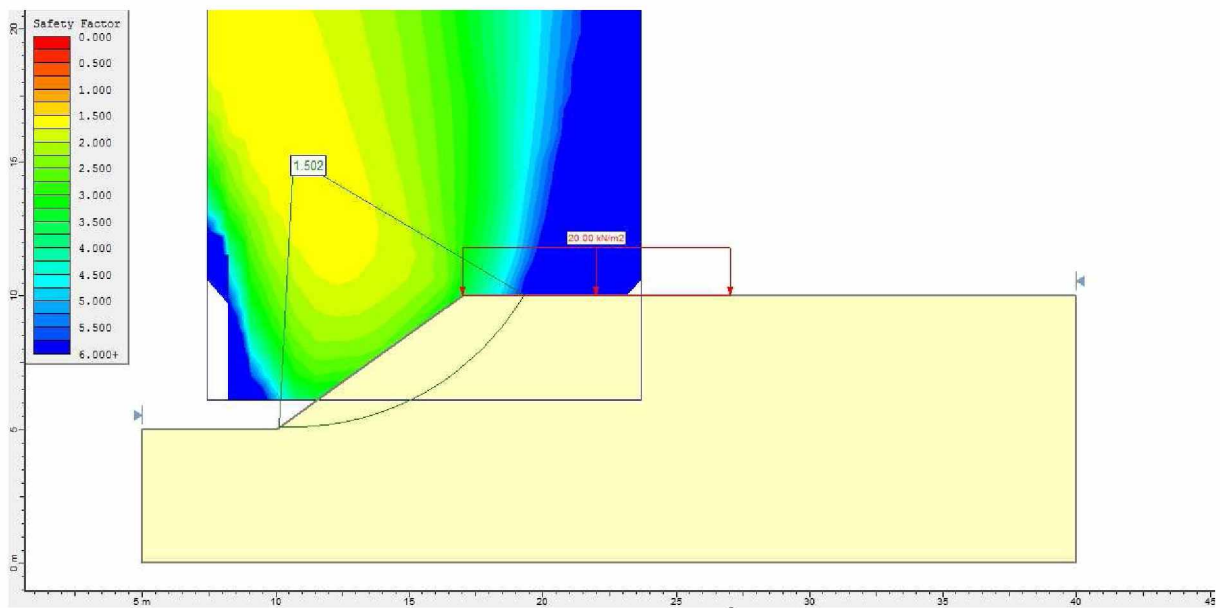
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, сеизмички услови, примена ПК



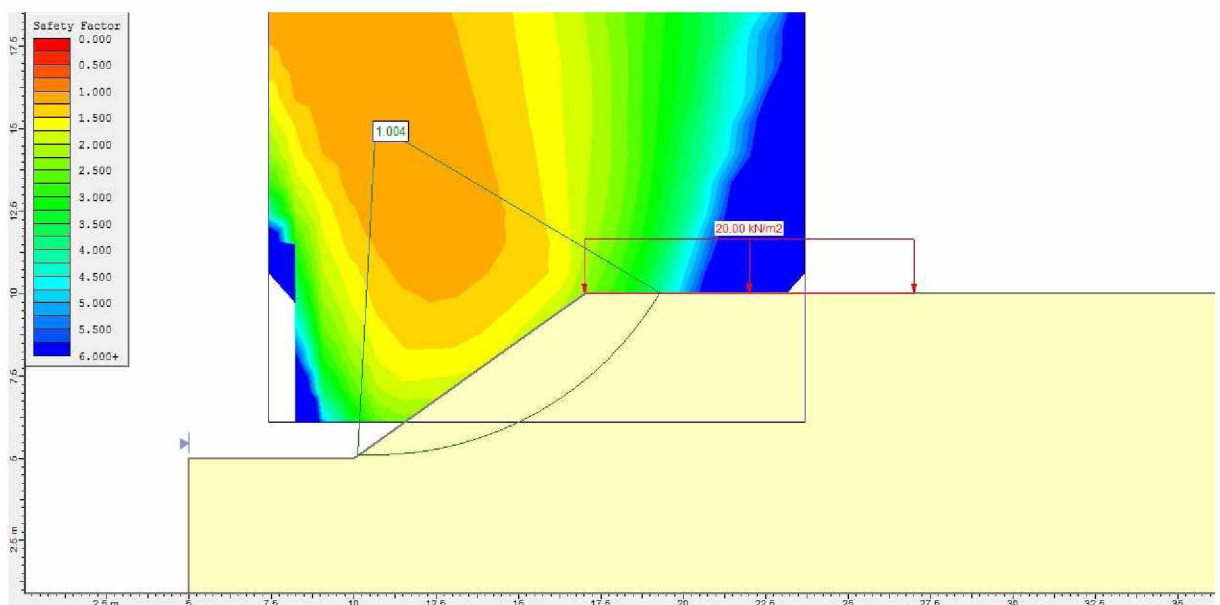
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=5$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, примена FS



Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=5$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, примена ПК

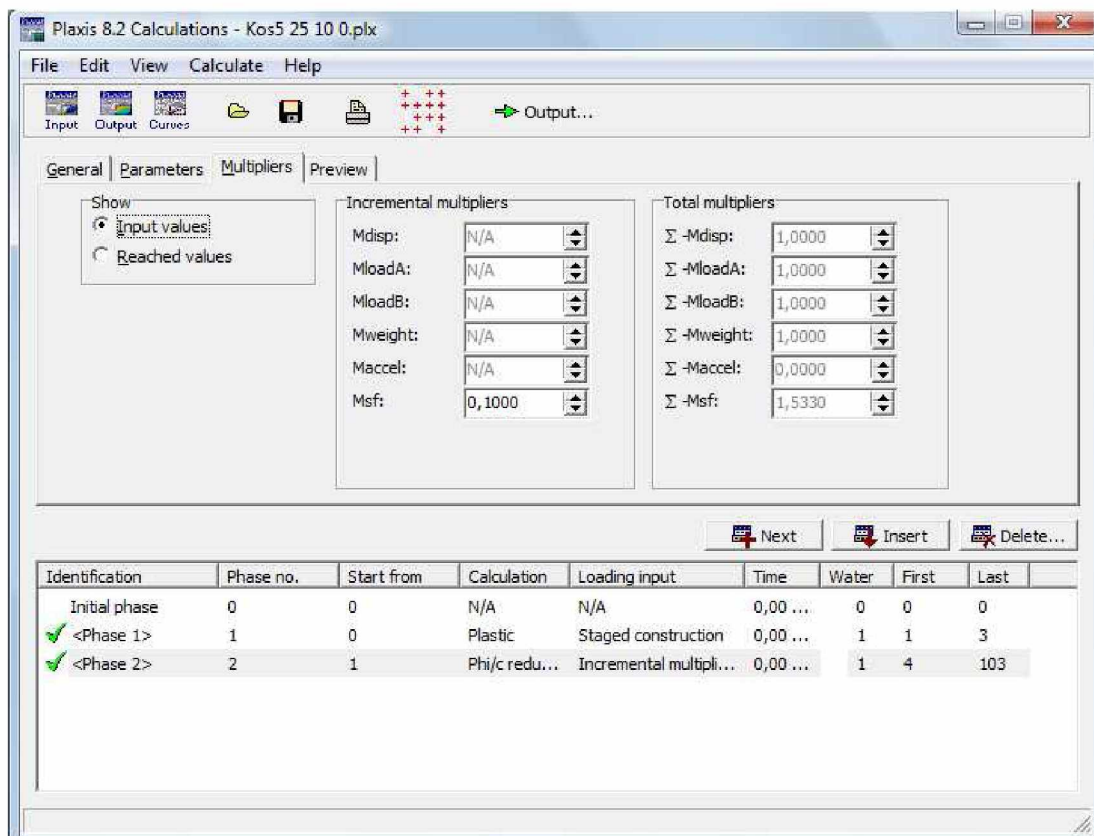


Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=20$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, примена FS

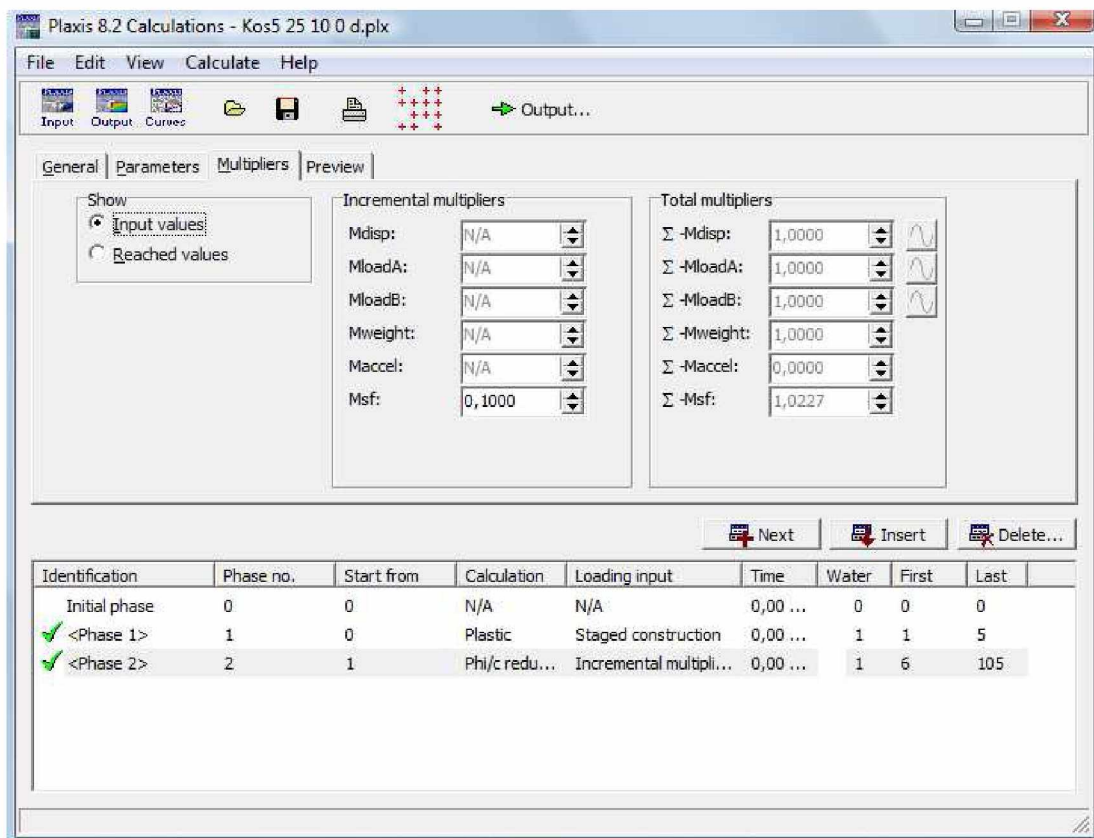


Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=20$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, примена ПК

## 5.2 Програм PLAXIS – метода коначних елемената

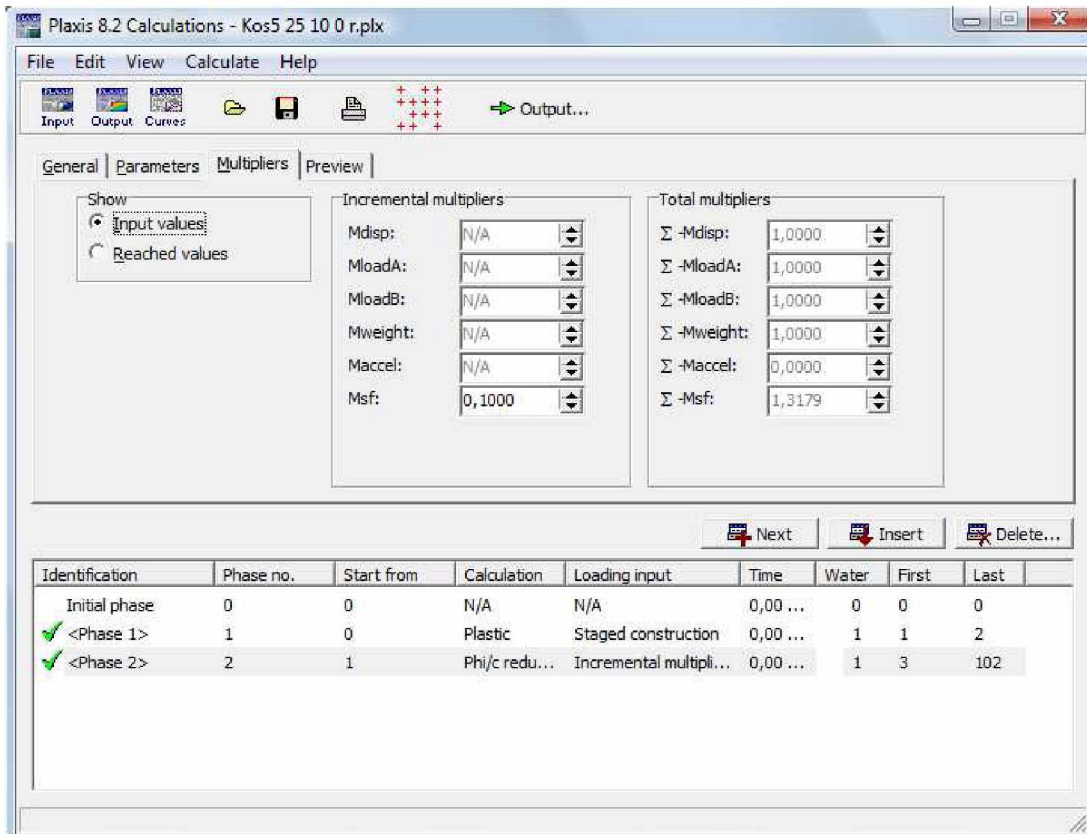


Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, FS

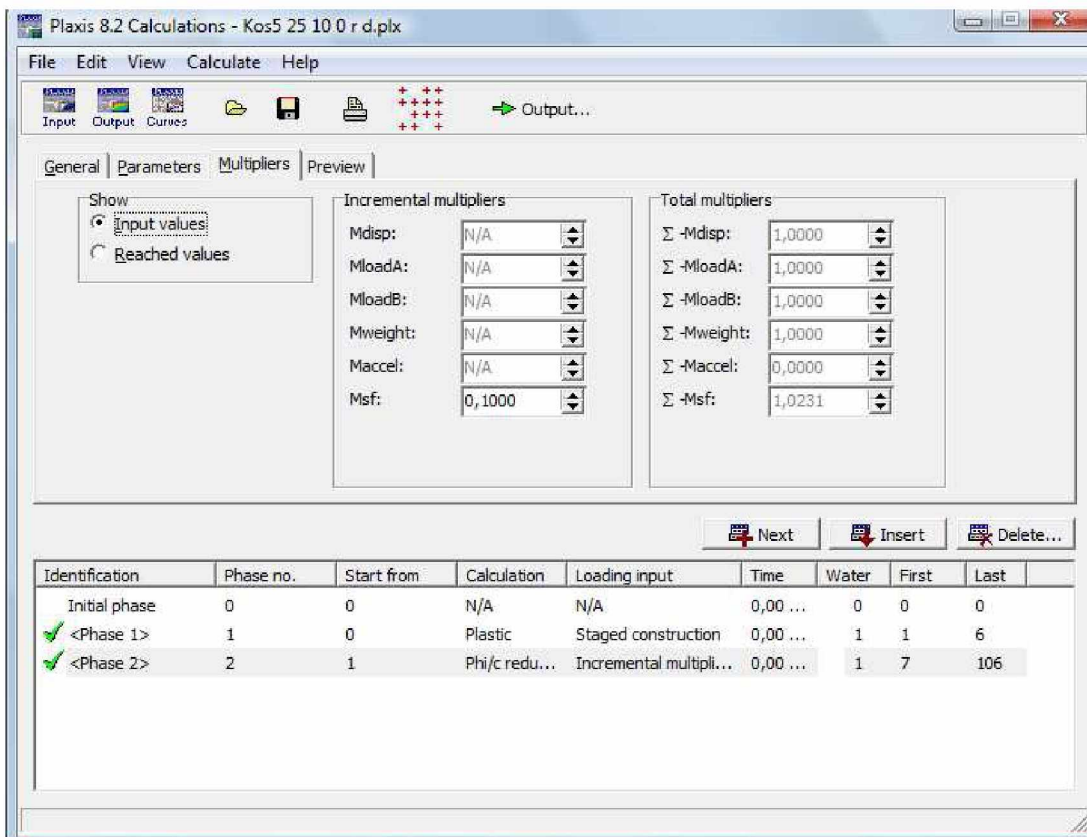


Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, ПК

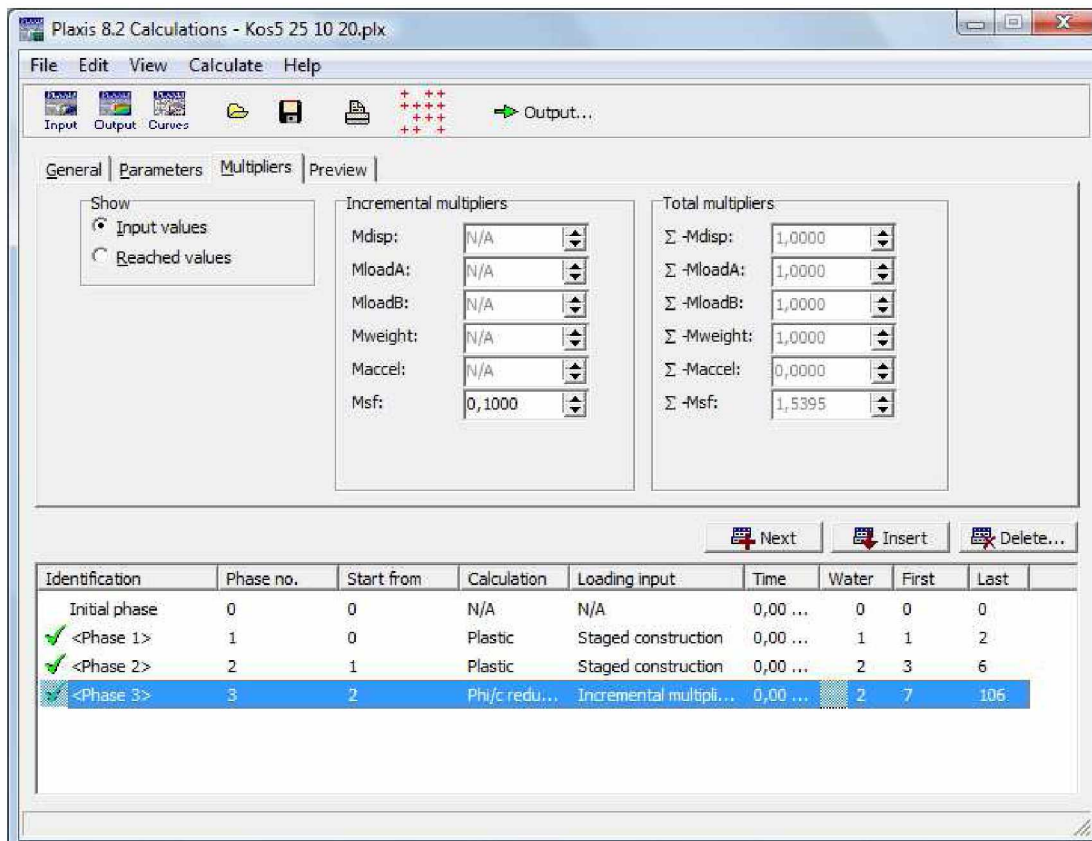




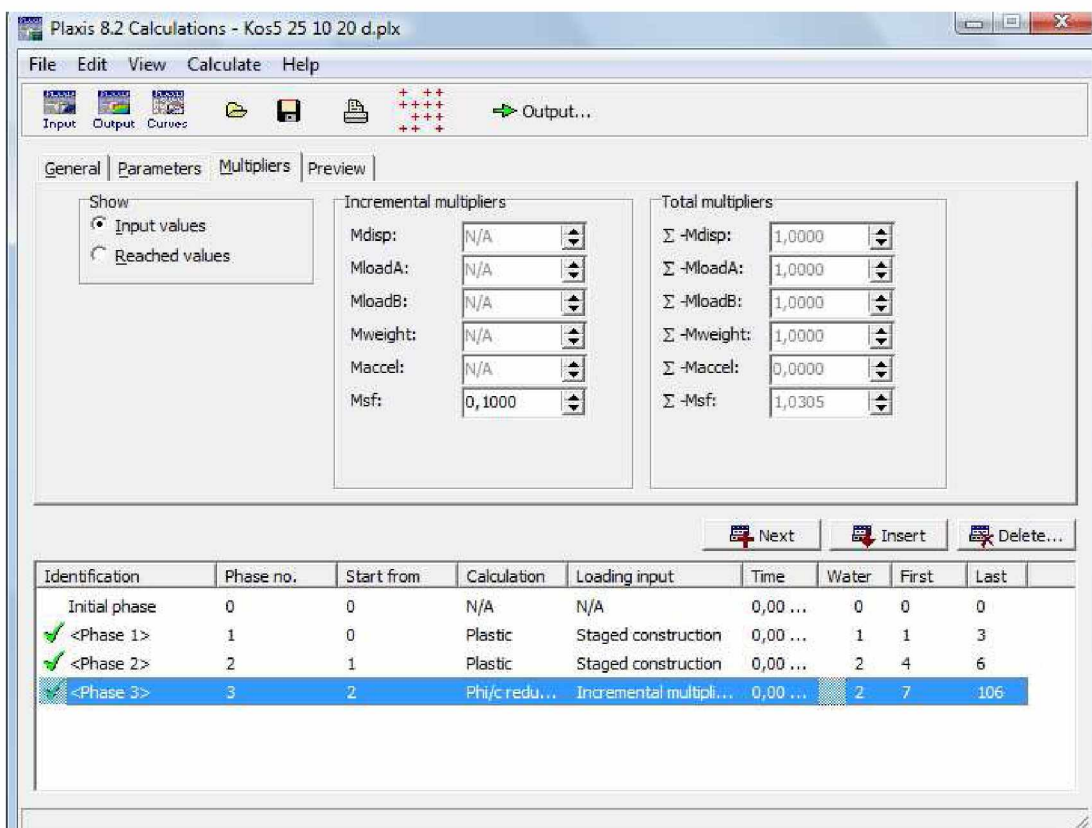
Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, FS



Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=0$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, ПК

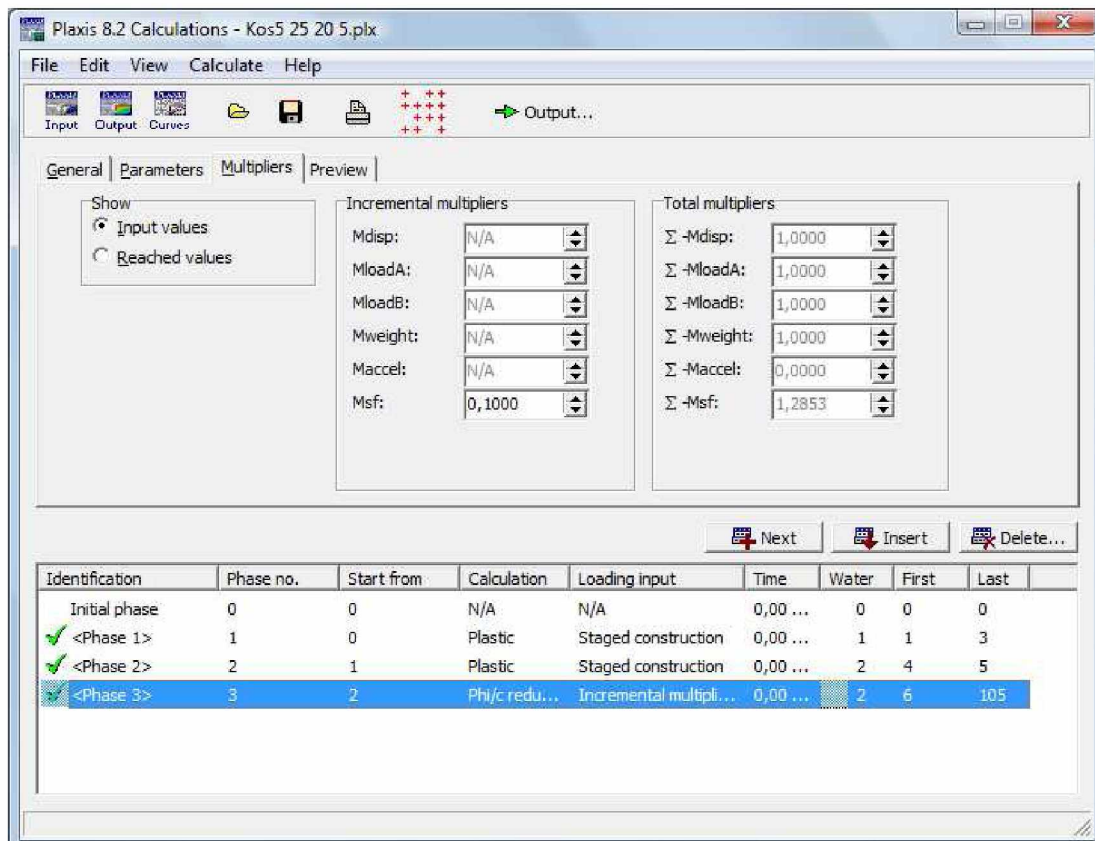


Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=20$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, FS

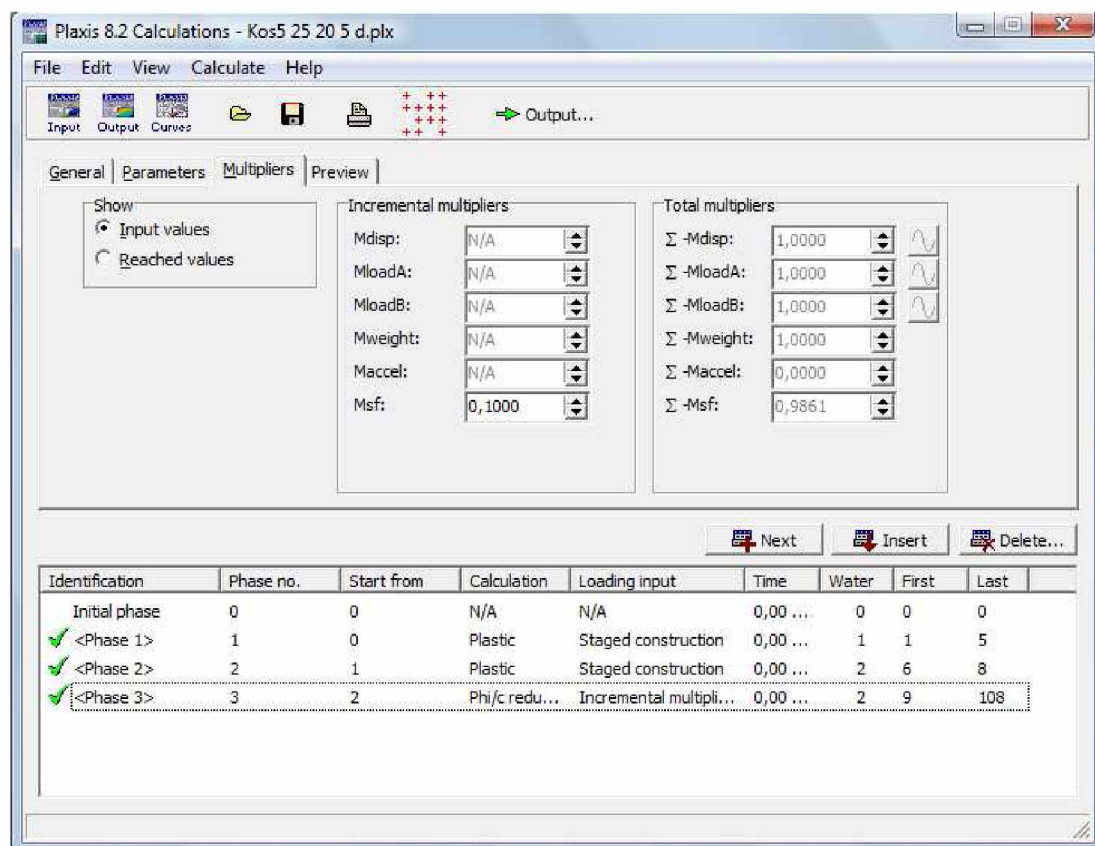


Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=10$  kPa  $q=20$  kN/m<sup>2</sup>, статички услови, ПК





Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=20$  kPa  $q=5$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, FS



Параметри и услови:  $\phi=25^\circ$   $c=20$  kPa  $q=5$  kN/m<sup>2</sup>, радни услови, ПК

## ПРИЛОГ 6: Изводи из прорачуна зидова

### 6.1 Гравитациони зидови

#### Gravity wall analysis

#### Input data

##### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500


##### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-2.10	4.00
5	-2.10	3.00
6	-1.10	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area =  $6.90 \text{ m}^2$ .

##### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	0.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

##### Soil parameters

###### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\Phi_{ef} = 25,00^\circ$


Cohesion of soil :  $C_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

##### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	

##### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.78	165.60	1.21	1.000
Active pressure	55.31	-1.33	16.56	2.10	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 234.46$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 73.74$  kNm/m

Safety factor = 3.18 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 84.95$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 55.29$  kN/m

Safety factor = 1.54 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 30.55$  kNm/m

Normal force  $N = 182.17$  kN/m

Shear force  $Q = 55.29$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.78	165.60	1.21	1.000
Active pressure	55.31	-1.33	16.56	2.10	1.350

### Verification of complete wall

**Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 246.63$  kNm/mOverturning moment  $M_{ovr} = 99.54$  kNm/m

Safety factor = 2.48 &gt; 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 87.65$  kN/mActive horizontal force  $H_{act} = 74.64$  kN/m

Safety factor = 1.17 &gt; 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY****Forces acting at the centre of footing bottom**Overall moment  $M = 50.27$  kNm/mNormal force  $N = 187.97$  kN/mShear force  $Q = 74.64$  kN/m**Overall check - WALL is SATISFACTORY****Bearing capacity of foundation soil****Forces acting at the centre of the footing bottom**

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	30.55	182.17	55.29	0.17	103.24
2	50.27	187.97	74.64	0.27	120.10

**Bearing capacity of foundation soil check****Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force  $e = 267.4$  mmMaximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 693.0$  mm**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Footing bottom bearing capacity verification**Max. stress at footing bottom  $\sigma = 120.10$  kPaBearing capacity of foundation soil  $R_d = 200.00$  kPa

Safety factor = 1.67 &gt; 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Gravity wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500


#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-3.00	4.00
5	-3.00	3.00
6	-1.80	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area =  $10.20 \text{ m}^2$ .

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	0.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

#### Soil parameters

##### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$


Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

#### Water influence

Ground water table is located below the structure.



### Inserted surface loads

No.	Surcharge new change	Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	YES	Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.82	244.81	1.69	1.000
Active pressure	55.31	-1.33	16.56	3.00	1.000
Surch.1 - surface	27.65	-2.00	8.28	3.00	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 489.25$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 129.04$  kNm/m

Safety factor = 3.79 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 125.74$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 82.93$  kN/m

Safety factor = 1.52 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 44.26$  kNm/m

Normal force  $N = 269.66$  kN/m

Shear force  $Q = 82.93$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.82	244.81	1.69	1.000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Active pressure	55.31	-1.33	16.56	3.00	1.350
Surch.1 - surface	27.65	-2.00	8.28	3.00	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 519.06$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 182.50$  kNm/m

Safety factor = 2.84 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 130.38$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 116.12$  kN/m

Safety factor = 1.12 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 82.82$  kNm/m

Normal force  $N = 279.60$  kN/m

Shear force  $Q = 116.12$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	44.26	269.66	82.93	0.16	100.93
2	82.82	279.60	116.12	0.30	116.13

#### Bearing capacity of foundation soil check

##### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 296.2$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 990.0$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

##### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 116.13$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 200.00$  kPa

Safety factor = 1.72 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Gravity wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-0.90	4.00
5	-0.90	3.00
6	-0.40	0.00


The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 2.85 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	10.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\varphi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P2		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

##### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$


Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	



### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.74	68.40	0.52	1.000
Active pressure	21.45	-0.83	6.42	0.90	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 41.66$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 17.81$  kNm/m

Safety factor = 2.34 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 41.26$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 21.44$  kN/m

Safety factor = 1.92 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 9.82$  kNm/m

Normal force  $N = 74.82$  kN/m

Shear force  $Q = 21.44$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.74	68.40	0.52	1.000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Active pressure	21.45	-0.83	6.42	0.90	1.350

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 43.68$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 24.05$  kNm/m

Safety factor = 1.82 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 41.03$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 28.95$  kN/m

Safety factor = 1.42 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 15.04$  kNm/m

Normal force  $N = 77.07$  kN/m

Shear force  $Q = 28.95$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	9.82	74.82	21.44	0.13	117.38
2	15.04	77.07	28.95	0.20	151.25

#### Bearing capacity of foundation soil check

##### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 195.2$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 297.0$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

##### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 151.25$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 250.00$  kPa

Safety factor = 1.65 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Gravity wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-1.45	4.00
5	-1.45	3.00
6	-0.70	0.00


The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 4.68 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	10.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\varphi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P2		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

##### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$


Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	

### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Inserted surface loads

No.	Surcharge new change	Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	YES	Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

### Verification No. 1

#### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.76	112.20	0.84	1.000
Active pressure	21.45	-0.83	6.42	1.45	1.000
Surch.1 - surface	20.68	-1.51	8.28	1.45	1.000

#### Verification of complete wall

##### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 115.49$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 49.02$  kNm/m

Safety factor = 2.36 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

##### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 69.65$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 42.12$  kN/m

Safety factor = 1.65 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

##### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 25.54$  kNm/m

Normal force  $N = 126.91$  kN/m

Shear force  $Q = 42.12$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.76	112.20	0.84	1.000
Active pressure	21.45	-0.83	6.42	1.45	1.350
Surch.1 - surface	20.68	-1.51	8.28	1.45	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 124.75$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 70.86$  kNm/m

Safety factor = 1.76 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 70.24$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 59.96$  kN/m

Safety factor = 1.17 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 42.75$  kNm/m

Normal force  $N = 133.30$  kN/m

Shear force  $Q = 59.96$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Bearing capacity of foundation soil

### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	25.54	126.91	42.12	0.20	121.16
2	42.75	133.30	59.96	0.32	164.87

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 320.7$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 478.5$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 164.87$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 250.00$  kPa

Safety factor = 1.52 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**



## Gravity wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-0.45	4.00
5	-0.45	3.00
6	-0.15	0.00


The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area =  $1.35 \text{ m}^2$ .

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	20.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\varphi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P2		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

##### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$


Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	

### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.67	32.40	0.27	1.000
Active pressure	3.33	-0.33	1.00	0.45	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 9.09$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 1.09$  kNm/m

Safety factor = 8.33 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 24.57$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 3.33$  kN/m

Safety factor = 7.38 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = -0.49$  kNm/m

Normal force  $N = 33.40$  kN/m

Shear force  $Q = 3.33$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.67	32.40	0.27	1.000
Active pressure	3.33	-0.33	1.00	0.45	1.350

### Verification of complete wall

**Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 9.25 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 1.47 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 6.28 &gt; 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 24.73 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 4.50 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 5.50 &gt; 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY****Forces acting at the centre of footing bottom**Overall moment  $M = -0.18 \text{ kNm/m}$ Normal force  $N = 33.75 \text{ kN/m}$ Shear force  $Q = 4.50 \text{ kN/m}$ **Overall check - WALL is SATISFACTORY****Bearing capacity of foundation soil****Forces acting at the centre of the footing bottom**

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	-0.49	33.40	3.33	0.00	74.23
2	-0.18	33.75	4.50	0.00	75.01

**Bearing capacity of foundation soil check****Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force  $e = 0.0 \text{ mm}$ Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 148.5 \text{ mm}$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Footing bottom bearing capacity verification**Max. stress at footing bottom  $\sigma = 75.01 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 300.00 \text{ kPa}$ 

Safety factor = 4.00 &gt; 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**



## Gravity wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-0.60	4.00
5	-0.60	3.00
6	-0.30	0.00


The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area =  $1.95 \text{ m}^2$ .

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	20.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\varphi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P2		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

##### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$


Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	

### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Inserted surface loads

No.	Surcharge new change	Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	YES	Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

### Verification No. 1

#### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.77	46.80	0.35	1.000
Active pressure	3.33	-0.33	1.00	0.60	1.000
Surch.1 - surface	10.25	-0.77	8.28	0.60	1.000

#### Verification of complete wall

##### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 21.77$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 8.97$  kNm/m

Safety factor = 2.43 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

##### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 35.27$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 13.57$  kN/m

Safety factor = 2.60 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

##### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 4.03$  kNm/m

Normal force  $N = 56.08$  kN/m

Shear force  $Q = 13.57$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.77	46.80	0.35	1.000
Active pressure	3.33	-0.33	1.00	0.60	1.350
Surch.1 - surface	10.25	-0.77	8.28	0.60	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 24.46$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 13.30$  kNm/m

Safety factor = 1.84 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 35.61$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 19.86$  kN/m

Safety factor = 1.79 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 7.01$  kNm/m

Normal force  $N = 60.57$  kN/m

Shear force  $Q = 19.86$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Bearing capacity of foundation soil

### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	4.03	56.08	13.57	0.07	122.92
2	7.01	60.57	19.86	0.12	164.33

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 115.7$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 198.0$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 164.33$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 300.00$  kPa

Safety factor = 1.83 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Gravity wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-0.40	4.00
5	-0.40	3.00
6	-0.10	0.00


The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area =  $1.15 \text{ m}^2$ .

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	30.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\varphi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P2		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

##### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$


Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	

### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to theory of limit states with reduction of input parameters.

Coeff. of reduction of internal frict.angle	$\gamma_{m\phi} = 1.40$
Coeff. of reduction of cohesion	$\gamma_{mc} = 1.40$
Coefficient of reduction of Poisson's ratio	$\gamma_{mv} = 1.00$
Reduction coeff. of spec.weight behind construction	$\gamma_{m\gamma} = 1.00$
Reduction coeff. of spec.weight in front of construction	$\gamma_{m\gamma} = 1.00$
Coefficient of overall construction stability	$\gamma_s = 1.00$
Coeff. $\gamma_{m\phi}$ reduces tangent of angle of internal friction $\phi$ .	

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. Z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.61	27.60	0.24	1.000
Active pressure	5.61	-0.37	1.22	0.40	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 7.09$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 2.08$  kNm/m

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 17.05$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 5.61$  kN/m

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 0.75$  kNm/m

Normal force  $N = 28.82$  kN/m

Shear force  $Q = 5.61$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$	App.Pt.	$F_{vert}$	App.Pt.	Design
------	-----------	---------	------------	---------	--------



	[kN/m]	Z [m]	[kN/m]	X [m]	coefficient
Weight - wall	0.00	-1.61	27.60	0.24	1.000
Active pressure	5.61	-0.37	1.22	0.40	1.350

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 7.26$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 2.80$  kNm/m

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 16.27$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 7.57$  kN/m

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 1.39$  kNm/m

Normal force  $N = 29.25$  kN/m

Shear force  $Q = 7.57$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	0.75	28.82	5.61	0.03	82.86
2	1.39	29.25	7.57	0.05	95.97

#### Bearing capacity of foundation soil check

##### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 47.6$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 132.0$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

##### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 95.97$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 250.00$  kPa

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Gravity wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500


#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	4.00
4	-0.25	4.00
5	-0.25	3.00
6	-0.10	0.00


The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area =  $0.77 \text{ m}^2$ .

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P2		25.00	30.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\varphi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P2		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

##### P2

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$


Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P2	

### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Inserted surface loads

No.	Surcharge new change	Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	YES	Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

### Verification No. 1

#### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.71	18.60	0.15	1.000
Active pressure	0.00	-4.00	0.00	0.25	1.000
Surch.1 - surface	0.77	-0.16	8.28	0.25	1.000

#### Verification of complete wall

##### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 4.80$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 0.12$  kNm/m

Safety factor = 39.40 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

##### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 20.03$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 0.77$  kN/m

Safety factor = 26.01 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

##### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = -1.32$  kNm/m

Normal force  $N = 26.88$  kN/m

Shear force  $Q = 0.77$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**



## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.71	18.60	0.15	1.000
Active pressure	0.00	-4.00	0.00	0.25	1.350
Surch.1 - surface	0.77	-0.16	8.28	0.25	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 5.83$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 0.18$  kNm/m

Safety factor = 31.93 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 21.96$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 1.16$  kN/m

Safety factor = 18.99 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = -1.78$  kNm/m

Normal force  $N = 31.02$  kN/m

Shear force  $Q = 1.16$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Bearing capacity of foundation soil

### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	-1.32	26.88	0.77	0.00	107.56
2	-1.78	31.02	1.16	0.00	124.12

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 0.0$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 82.5$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 124.12$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 200.00$  kPa

Safety factor = 1.61 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## 6.2 Конзолни армирано-бетонски зидови

### Cantilever wall analysis

#### Input data

##### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500


##### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	2.00	3.40
4	2.00	4.00
5	-0.40	4.00
6	-0.40	3.40
7	-0.40	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area =  $2.80 \text{ m}^2$ .

##### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	0.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

##### Soil parameters

###### P

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$


Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

##### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

##### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.27	70.02	0.71	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.65	62.79	1.07	1.000
Active pressure	62.22	-1.38	77.88	1.73	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 251.52$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 85.64$  kNm/m

Safety factor = 2.94 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 98.24$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 62.22$  kN/m

Safety factor = 1.58 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 86.97$  kNm/m

Normal force  $N = 210.68$  kN/m

Shear force  $Q = 62.22$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.27	70.02	0.71	1.000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - earth wedge	0.00	-1.65	62.79	1.07	1.000
Active pressure	62.22	-1.38	77.88	1.73	1.350

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 298.60$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 115.62$  kNm/m

Safety factor = 2.58 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 110.95$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 84.00$  kN/m

Safety factor = 1.32 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 102.58$  kNm/m

Normal force  $N = 237.94$  kN/m

Shear force  $Q = 84.00$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	86.97	210.68	62.22	0.41	133.79
2	102.58	237.94	84.00	0.43	154.70

#### Bearing capacity of foundation soil check

##### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 431.1$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 792.1$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

##### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 154.70$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 235.00$  kPa

Safety factor = 1.52 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Cantilever wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25


Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	2.80	3.40
4	2.80	4.00
5	-0.50	4.00
6	-0.50	3.40
7	-0.50	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.  
Wall section area = 3.68 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	0.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

#### Soil parameters

##### P

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\Phi_{ef} = 25,00^\circ$

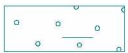
Cohesion of soil :  $C_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

#### Water influence



Ground water table is located below the structure.

### Inserted surface loads

No.	Surcharge		Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change							
1	YES		Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.22	92.02	1.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.94	116.75	1.47	1.000
Active pressure	62.26	-1.38	78.24	2.62	1.000
Surch.1 - surface	31.74	-2.04	44.56	1.61	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 541.22$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 150.52$  kNm/m

Safety factor = 3.60 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 154.62$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 94.01$  kN/m

Safety factor = 1.64 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 156.45$  kNm/m

Normal force  $N = 331.57$  kN/m

Shear force  $Q = 94.01$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.22	92.02	1.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.94	116.75	1.47	1.000
Active pressure	62.26	-1.38	78.24	2.62	1.350
Surch.1 - surface	31.74	-2.04	44.56	1.61	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 648.93$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 212.90$  kNm/m

Safety factor = 3.05 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 177.77$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 131.67$  kN/m

Safety factor = 1.35 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 193.08$  kNm/m

Normal force  $N = 381.24$  kN/m

Shear force  $Q = 131.67$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	156.45	331.57	94.01	0.47	140.70
2	193.08	381.24	131.67	0.51	166.67

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 506.5$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 1089.1$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 166.67$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 255.00$  kPa

Safety factor = 1.53 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Cantilever wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	1.20	3.40
4	1.20	4.00
5	-0.30	4.00
6	-0.30	3.40
7	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.  
Wall section area =  $1.92 \text{ m}^2$ .

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	10.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

#### Soil parameters

##### P

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\Phi_{ef} = 25,00^\circ$

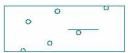
Cohesion of soil :  $C_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

#### Water influence



Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.36	48.02	0.43	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.23	22.60	0.70	1.000
Active pressure	37.46	-1.12	47.26	1.03	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 85.25$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 41.83$  kNm/m

Safety factor = 2.04 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 62.33$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 37.46$  kN/m

Safety factor = 1.66 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 45.01$  kNm/m

Normal force  $N = 117.88$  kN/m

Shear force  $Q = 37.46$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.36	48.02	0.43	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.23	22.60	0.70	1.000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Active pressure	37.46	-1.12	47.26	1.03	1.350

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 102.29$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 56.46$  kNm/m

Safety factor = 1.81 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 69.50$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 50.57$  kN/m

Safety factor = 1.37 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 55.01$  kNm/m

Normal force  $N = 134.42$  kN/m

Shear force  $Q = 50.57$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	45.01	117.88	37.46	0.38	160.01
2	55.01	134.42	50.57	0.41	197.13

#### Bearing capacity of foundation soil check

##### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 409.2$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 495.1$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

##### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 197.13$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 300.00$  kPa

Safety factor = 1.52 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Cantilever wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25


Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	1.80	3.40
4	1.80	4.00
5	-0.40	4.00
6	-0.40	3.40
7	-0.40	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.  
Wall section area = 2.68 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	10.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

#### Soil parameters

##### P

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\Phi_{ef} = 25,00^\circ$


Cohesion of soil :  $C_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

#### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Inserted surface loads

No.	Surcharge		Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change							
1	YES		Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.31	67.02	0.64	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.54	50.86	1.00	1.000
Active pressure	40.85	-1.26	52.58	1.64	1.000
Surch.1 - surface	27.09	-1.75	38.43	1.30	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 230.09$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 98.72$  kNm/m

Safety factor = 2.33 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 109.98$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 67.94$  kN/m

Safety factor = 1.62 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 98.44$  kNm/m

Normal force  $N = 208.88$  kN/m

Shear force  $Q = 67.94$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2



### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.31	67.02	0.64	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.54	50.86	1.00	1.000
Active pressure	40.85	-1.26	52.58	1.64	1.350
Surch.1 - surface	27.09	-1.75	38.43	1.30	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 285.22$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 140.39$  kNm/m

Safety factor = 2.03 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 126.70$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 95.79$  kN/m

Safety factor = 1.32 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 126.36$  kNm/m

Normal force  $N = 246.50$  kN/m

Shear force  $Q = 95.79$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Bearing capacity of foundation soil

### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	98.44	208.88	67.94	0.47	166.07
2	126.36	246.50	95.79	0.51	209.77

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 512.6$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 726.1$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 209.77$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 320.00$  kPa

Safety factor = 1.53 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Cantilever wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25


Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure


No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	1.00	3.40
4	1.00	4.00
5	-0.20	4.00
6	-0.20	3.40
7	-0.20	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.  
Wall section area = 1.40 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	20.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\phi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

**P**

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\phi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $C_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$


Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
-----	--------------	---------------	---------

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.27	35.02	0.36	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.12	15.70	0.53	1.000
Active pressure	20.80	-1.11	29.05	0.80	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 44.27$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 22.99$  kNm/m

Safety factor = 1.93 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 47.87$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 20.80$  kN/m

Safety factor = 2.30 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 26.59$  kNm/m

Normal force  $N = 79.77$  kN/m

Shear force  $Q = 20.80$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.27	35.02	0.36	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.12	15.70	0.53	1.000
Active pressure	20.80	-1.11	29.05	0.80	1.350

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 52.46$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 31.04$  kNm/m

Safety factor = 1.69 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 51.46$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 28.08$  kN/m

Safety factor = 1.83 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 32.55$  kNm/m

Normal force  $N = 89.93$  kN/m

Shear force  $Q = 28.08$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Bearing capacity of foundation soil

### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	26.59	79.77	20.80	0.33	149.47
2	32.55	89.93	28.08	0.36	188.77

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 362.0$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 396.1$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 188.77$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 400.00$  kPa

Safety factor = 2.12 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**



## Cantilever wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

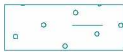
Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	1.20	3.40
4	1.20	4.00
5	-0.30	4.00
6	-0.30	3.40
7	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.  
Wall section area = 1.92 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	20.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

#### Soil parameters

##### P

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\Phi_{ef} = 25,00^\circ$


Cohesion of soil :  $C_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

#### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Inserted surface loads

No.	Surcharge		Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change							
1	YES		Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.36	48.02	0.43	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.23	22.60	0.70	1.000
Active pressure	21.99	-1.17	30.92	1.06	1.000
Surch.1 - surface	19.44	-1.28	28.38	0.86	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 93.83$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 50.56$  kNm/m

Safety factor = 1.86 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 73.91$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 41.43$  kN/m

Safety factor = 1.78 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 54.20$  kNm/m

Normal force  $N = 129.93$  kN/m

Shear force  $Q = 41.43$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.36	48.02	0.43	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.23	22.60	0.70	1.000
Active pressure	21.99	-1.17	30.92	1.06	1.350
Surch.1 - surface	19.44	-1.28	28.38	0.86	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 117.54$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 71.98$  kNm/m

Safety factor = 1.63 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 84.01$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 58.84$  kN/m

Safety factor = 1.43 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 70.67$  kNm/m

Normal force  $N = 154.94$  kN/m

Shear force  $Q = 58.84$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	54.20	129.93	41.43	0.42	195.07
2	70.67	154.94	58.84	0.46	263.45

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 456.1$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 495.1$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 263.45$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 400.00$  kPa

Safety factor = 1.52 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Cantilever wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25


Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure


No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	0.70	3.40
4	0.70	4.00
5	-0.20	4.00
6	-0.20	3.40
7	-0.20	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.  
Wall section area = 1.22 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	30.00	20.00	11.00	16.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\phi$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	P		cohesive	-	0.30	-	-

#### Soil parameters

**P**

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\phi_{ef} = 25,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$


Soil : cohesive

Poisson's ratio :  $\nu = 0,30$

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
-----	--------------	---------------	---------

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. Z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.41	30.52	0.26	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-0.97	7.69	0.43	1.000
Active pressure	9.30	-1.05	14.60	0.61	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 20.05$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 9.80$  kNm/m

Safety factor = 2.05 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 36.28$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 9.30$  kN/m

Safety factor = 3.90 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 13.52$  kNm/m

Normal force  $N = 52.81$  kN/m

Shear force  $Q = 9.30$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**



## Verification No. 2

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.41	30.52	0.26	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-0.97	7.69	0.43	1.000
Active pressure	9.30	-1.05	14.60	0.61	1.350

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 23.18$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 13.22$  kNm/m

Safety factor = 1.75 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 37.33$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 12.56$  kN/m

Safety factor = 2.97 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 16.12$  kNm/m

Normal force  $N = 57.92$  kN/m

Shear force  $Q = 12.56$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Bearing capacity of foundation soil

### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	13.52	52.81	9.30	0.26	135.93
2	16.12	57.92	12.56	0.28	168.47

### Bearing capacity of foundation soil check

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 278.3$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 297.1$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 168.47$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500.00$  kPa

Safety factor = 2.97 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

## Cantilever wall analysis

### Input data

#### Material of structure

Unit weight  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

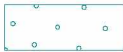
Longitudinal steel : B500

#### Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.40
3	1.00	3.40
4	1.00	4.00
5	-0.25	4.00
6	-0.25	3.40
7	-0.25	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.  
Wall section area = 1.60 m<sup>2</sup>.

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	P		25.00	30.00	20.00	11.00	16.67

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

#### Soil parameters

##### P

Unit weight :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\Phi_{ef} = 25,00^\circ$


Cohesion of soil :  $C_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 16,67^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	P	

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

#### Water influence

Ground water table is located below the structure.

### Inserted surface loads

No.	Surcharge		Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change							
1	YES		Surface		20.00				on terrain

### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

### Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Coulomb

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.10

Safety factor for overturning = 1.10

Factor of safety for bearing capacity = 1.40

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

## Verification No. 1

### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.36	40.02	0.36	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.12	15.70	0.58	1.000
Active pressure	10.29	-1.13	16.15	0.91	1.000
Surch.1 - surface	13.52	-1.31	25.03	0.70	1.000

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 55.79$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 29.40$  kNm/m

Safety factor = 1.90 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 61.53$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 23.81$  kN/m

Safety factor = 2.58 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 34.18$  kNm/m

Normal force  $N = 96.90$  kN/m

Shear force  $Q = 23.81$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

## Verification No. 2



### Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.36	40.02	0.36	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.12	15.70	0.58	1.000
Active pressure	10.29	-1.13	16.15	0.91	1.350
Surch.1 - surface	13.52	-1.31	25.03	0.70	1.500

### Verification of complete wall

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 69.70$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 42.35$  kNm/m

Safety factor = 1.65 > 1.00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 67.92$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 34.16$  kN/m

Safety factor = 1.99 > 1.10

**Wall for slip is SATISFACTORY**

#### Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment  $M = 44.59$  kNm/m

Normal force  $N = 115.07$  kN/m

Shear force  $Q = 34.16$  kN/m

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

#### Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	34.18	96.90	23.81	0.35	177.87
2	44.59	115.07	34.16	0.39	242.05

#### Bearing capacity of foundation soil check

##### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 387.5$  mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 412.6$  mm

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

##### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 242.05$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500.00$  kPa

Safety factor = 2.07 > 1.40

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**