

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	4
2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΩΝ	5
3. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	7
3.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	7
3.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	8
3.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	8
3.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	8
3.2.3 Δείκτης εδάφους.....	8
3.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης.....	8
3.2.5 Βελτίωση εδάφους	8
3.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	9
4. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.1	9
4.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	9
4.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	10
4.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	10
4.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	10
4.2.3 Δείκτης εδάφους.....	10
4.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης.....	10
4.2.5 Βελτίωση εδάφους	10
4.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	11
5. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.2	11
5.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	11
5.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	11
5.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	11
5.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	11
5.2.3 Δείκτης εδάφους.....	12
5.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης.....	12
5.2.5 Βελτίωση εδάφους	12
5.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	12
6. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ6	12
6.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	12
6.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	13
6.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	13
6.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	14

6.2.3	Δείκτης εδάφους.....	14
6.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	14
6.2.5	Βελτίωση εδάφους	14
6.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	14
7.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ8	15
7.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	15
7.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	16
7.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	16
7.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	17
7.2.3	Δείκτης εδάφους.....	17
7.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	17
7.2.5	Βελτίωση εδάφους	17
7.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	17
8.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ9	18
8.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	18
8.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	18
8.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	18
8.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	19
8.2.3	Δείκτης εδάφους.....	19
8.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	19
8.2.5	Βελτίωση εδάφους	19
8.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	20
9.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.1	20
9.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	20
9.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	20
9.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	20
9.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	21
9.2.3	Δείκτης εδάφους.....	21
9.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	21
9.2.5	Βελτίωση εδάφους	21
9.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	21
10.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.2	21
10.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	21
10.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	22
10.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	22
10.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	22

10.2.3	Δείκτης εδάφους.....	22
10.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	22
10.2.5	Βελτίωση εδάφους	22
10.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	22
11.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ11	23
11.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	23
11.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	23
11.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	24
11.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	24
11.2.3	Δείκτης εδάφους.....	24
11.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	24
11.2.5	Βελτίωση εδάφους	24
11.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	25
12.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ12	25
12.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	25
12.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	25
12.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	25
12.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	25
12.2.3	Δείκτης εδάφους.....	26
12.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	26
12.2.5	Βελτίωση εδάφους	26
12.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	26

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 ΚΑΙ DIN 4017

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΕΔΑΦΟΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Δημοτική Επιχείρηση Ύδρευσης Αποχέτευσης Μείζονος Περιοχής Βόλου (ΔΕΥΑΜΒ), κατόπιν διενέργειας διεθνούς διαγωνισμού σύμφωνα με τις διατάξεις της ισχύουσας νομοθεσίας περί αναθέσεως και εκτελέσεως δημοσίων συμβάσεων εκπόνησης μελετών και παροχής συναφών υπηρεσιών (Ν. 3316/2005 ως ισχύει), ανέθεσε την εκπόνηση της μελέτης (τίτλος σύμβασης):

**«ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ –
ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ»**

στα συμπράττοντα γραφεία μελετών:

- ΡΟΪΚΟΣ Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε. (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 521)
- ΝΑΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ Α.Ε. (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 309)
- INTEGER Ανώνυμη Τεχνική Εταιρεία Μελετών (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 644)
- ΕΜΒΗΣ Σύμβουλοι Μηχανικού Α.Ε. (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 728)
- ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ Πολιτικός Μηχανικός (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 17221)

Η σχετική σύμβαση μεταξύ της ΔΕΥΑΜΒ και των ως άνω μελετητικών γραφείων υπογράφηκε στις 16.04.2015 (Α.Π. 3310/17.04.2015).

Στην σύμβαση περιλαμβάνεται η εκτέλεση γεωτεχνικής έρευνας και η εκπόνηση γεωτεχνικής μελέτης. Στο πλαίσιο της γεωτεχνικής μελέτης έχουν υποβληθεί τα ακόλουθα:

- «ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ». ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ : ΤΕΥΧΟΣ 1. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ, 14.12.2015
- «ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ». ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ : ΤΕΥΧΟΣ 2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Α/Σ ΚΑΙ ΕΕΛ, 14.12.2015

2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΩΝ

Για τις ανάγκες του έργου, στην παραλιακή περιοχή Νέας Αγχιάλου – Κριθαριών, προβλέπεται η κατασκευή δέκα τριών (13) αντλιοστασίων, εκ των οποίων τα τρία (3) θα είναι συμβατικού τύπου και τα δέκα (10) θα είναι προκατασκευασμένα.

Για τη διερεύνηση των γεωτεχνικών συνθηκών έδρασης και την εκπόνηση της μελέτης θεμελίωσης εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα υπαίθρου και εργαστηρίου στις θέσεις των αντλιοστασίων Δ2, Δ3, Δ5.1, Δ6, Δ8, Δ9 και Δ11.

Σε θέσεις τεσσάρων (4) αντλιοστασίων (Δ4, Δ7, Δ10.1 και Δ12) που δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση και εν συνεχεία αξιολόγηση, όπου χρησιμοποιείται συναφής εμπειρία, η οποία αναφέρεται σε ίδιους τύπους εδαφών ή βράχων με αναμενόμενη παρόμοια γεωτεχνική συμπεριφορά και σε παρόμοια έργα.

Επίσης, τα αντλιοστάσια Δ5.2 και Δ10.2, η αναγκαιότητα κατασκευής των οποίων προέκυψε κατά την εκπόνηση της υδραυλικής μελέτης, αλλά μετά την ολοκλήρωση της γεωτεχνικής έρευνας υπαίθρου και εργαστηρίου, χωροθετούνται πλησίον θέσεων γεωτεχνικής έρευνας – αναγνώρισης και για τον σχεδιασμό της θεμελίωσής τους γίνονται εκτιμήσεις βασιζόμενες στα διαθέσιμα στοιχεία.

Κατά την εκπόνηση της οριστικής υδραυλικής μελέτης προέκυψαν πρόσθετες αλλαγές στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των αντλιοστασίων της υπόψη περιοχής του έργου.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ελέγχων ρευστοποίησης, που δίνονται στο Τεύχος Παρουσίασης και Αξιολόγησης Γεωτεχνικών Ερευνών, εντοπίστηκαν περιοχές δυνητικά επιρρεπείς προς την εκδήλωση του φαινομένου, στις θέσεις των αντλιοστασίων Δ3, Δ6, Δ8 και Δ9. Επίσης, στη στάθμη έδρασης του αντλιοστασίου Δ11 εντοπίζεται μία ζώνη πολύ μαλακής αργίλου, με κρούσεις κατά τη δοκιμή SPT, $N = 1$.

Λόγω της σημασίας του έργου προτείνεται η βελτίωση του υπεδάφους με κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης από κοκκώδες υλικό το οποίο θα συμπυκνώνεται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

Τα τελικά χαρακτηριστικά των αντλιοστασίων που εξετάζονται στη παρούσα μελέτη δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1 : ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Α/Σ

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ / ΜΟΝΑΔΑΣ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ	ΕΙΔΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	ΝΕΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (B x L) (m)	ΝΕΟ ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m)	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
Δ3 (ΧΡΥΣΗ ΑΚΤΗ ΠΑΝΑΓΙΑΣ)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.90	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 0.25m
Δ5.1 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 1)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.00	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 0.25m
Δ5.2 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 2)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.65	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο
Δ6 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 3)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	6.20	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 0.60m
Δ8 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 1)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	4.65	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 2.40m
Δ9 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 2)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.30	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 2.70m
Δ10.1 (ΜΑΡΑΘΟΣ 1)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.65	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο
Δ10.2 (ΜΑΡΑΘΟΣ 2)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 3.00	6.70	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο
Δ11 (ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 3.00	6.20	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 1.20m
Δ12 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ, ΜΑΡΑΘΟΣ, ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 3.00	5.90	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο

Στον υπολογισμό της τάσης έδρασης των προκατασκευασμένων αντλιοστασίων λαμβάνεται υπόψη το βάρος του αντλιοστασίου, το βάρος της πλάκας θεμελίωσης και το βάρος των υλικών επανεπίχωσης που τοποθετούνται άνωθεν της πλάκας θεμελίωσης. Η τάση έδρασης που υπολογίστηκε για κάθε προκατασκευασμένο αντλιοστάσιο παρουσιάζεται στον ακόλουθο πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2 : ΤΑΣΗ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ / ΜΟΝΑΔΑΣ	ΒΑΡΟΣ Α/Σ (kN)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ Α/Σ (m)	ΕΜΒΑΔΟΝ Α/Σ (m ²)	ΕΜΒΑΔΟΝ ΠΛΑΚΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m ²)	ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m)	ΒΑΘΟΣ Α/Σ (m)	ΒΑΘΟΣ ΠΛΑΚΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m)	ΣΥΥ (m)	ΤΑΣΗ ΕΔΡΑΣΗΣ (kPa)
Δ3 (ΧΡΥΣΗ ΑΚΤΗ ΠΑΝΑΓΙΑΣ)	30	2.2	3.8	10.89	0.60	5.30	5.90	0.80	57
Δ5.1 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 1)	30	2.2	3.8	10.89	0.50	4.50	5.00	0.80	50
Δ5.2 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 2)	30	2.2	3.8	10.89	0.35	5.30	5.65	1.35	55
Δ6 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 3)	30	2.2	3.8	10.89	0.70	5.50	6.20	0.80	61
Δ8 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 1)	30	2.2	3.8	10.89	0.35	4.30	4.65	0.90	45
Δ9 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 2)	30	2.2	3.8	10.89	0.50	4.80	5.30	0.90	52
Δ10.1 (ΜΑΡΑΘΟΣ 1)	30	2.2	3.8	10.89	0.35	5.30	5.65	1.50	56
Δ10.2 (ΜΑΡΑΘΟΣ 2)	40	3.0	7.1	16.00	0.40	6.30	6.70	2.50	62
Δ11 (ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	40	3.0	7.1	16.00	0.40	5.80	6.20	3.00	62
Δ12 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ, ΜΑΡΑΘΟΣ, ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	40	3.0	7.1	16.00	0.40	5.50	5.90	-	74

3. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3

3.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ3 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Χρυσή Ακτή Παναγιάς, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ2, με υψόμετρο κεφαλής +0.70, η οποία εκτελέστηκε πλησίον της θέσης του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.90m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.80.

Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.50m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.80		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 9%	$\gamma =$	19.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 62%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 29%	$\varphi' =$	27.5 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%	$E_s =$	7 000 kPa
+0.00 (0.80)			
-1.00 (1.80)	(SC-SM,SM) Nspt = 7		
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 28%	$\gamma =$	21.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 49%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 23%	$\varphi' =$	35.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 1%	$E_s =$	10 000 kPa
-2.70 (3.50)	(GW-GM, SM) Nspt = 29		
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 9%	$\gamma =$	19.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 62%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 29%	$\varphi' =$	27.5 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%	$E_s =$	7 000 kPa
-3.65 (4.45)	(SC-SM,SM) Nspt = 7		
-5.10 (5.90)			
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 28%	$\gamma =$	21.0 kN/m ³
ΑΣ/Δ3	ΑΜΜΟΣ : 49%	$c' =$	5.0 kPa
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 23%	$\varphi' =$	35.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 1%	$E_s =$	10 000 kPa
	(GW-GM, SM) Nspt = 29		
-6.70 (7.50)			
ΣΤΡΩΣΗ Γ	ΓΝΕΥΣΙΟΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ B.A. = III-IV RQD = 0%	$\gamma =$	25.0 kN/m ³
		$c =$	250 kPa
		$\varphi =$	34.0 °
		$E =$	200 MPa
-9.20 (10.00)			

Σχ. 3.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ3 (γεώτρηση Γ2)

3.2 Μελέτη θεμελίωσης

3.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 528 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

$$\bullet q_{ult,d} = 739 \text{ kPa για σεισμικά φορτία}$$

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=57 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της βαθύτερης νέας στάθμης θεμελίωσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Β.

3.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ3 προτείνεται σε βάθος 5.90m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$0.80 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 + 1.95 \text{ m} \times 9 \text{ kN/m}^3 + 3.15 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 = 67.4 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ3 εκτιμάται σε $q_m = 57 \text{ kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

3.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 7.6 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 7.5 \text{ MN/m}^3$.

3.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF=1.01>1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

3.2.5 Βελτίωση εδάφους

Προτείνεται για τη διαμόρφωση δαπέδου εργασίας και την καλύτερη κατανομή των τάσεων εξυγίανση πάχους 25cm, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε μία στρώση των 25cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

3.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών


Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των πρανών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 9m, διατομής LARSEN L603, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν δύο σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 6, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.00m και -4.00m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

4. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.1

4.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ5.1 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Βελανιδιά, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ3, με υψόμετρο κεφαλής +0.60, η οποία εκτελέστηκε πλησίον της θέσης του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.00m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.80.

Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 4.00m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.80		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
+0.00 (0.80)		ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 13%
			ΑΜΜΟΣ : 56%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 30%
			(SC-SM, SM)
			Nspt = 17
			$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 10.0 \text{ kPa}$
			$\phi' = 33.5^\circ$
			$E_s = 10\,000 \text{ kPa}$
-4.20 (5.00)			
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ5.1			
-6.20 (7.00)			
-9.20 (10.00)		ΣΤΡΩΣΗ Β	ΓΝΕΥΣΙΟΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
			B.A. = IV
			RQD = 0%
			$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$
			$c = 190.0 \text{ kPa}$
			$\phi = 34.0^\circ$
			$E = 170 \text{ MPa}$

Σχ. 4.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ5.1 (γεώτρηση Γ3)

4.2 Μελέτη θεμελίωσης

4.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 678 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

$$\bullet q_{ult,d} = 950 \text{ kPa για σεισμικά φορτία}$$

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=50 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε μικρή αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς.

4.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ5.1 προτείνεται σε βάθος 5.00m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') = \\ &0.80 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 + 4.20 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 = 63.00 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ5.1 εκτιμάται σε $q_m = 50 \text{ kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

4.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 7.6 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 7.5 \text{ MN/m}^3$.

4.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF=1.07>1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

4.2.5 Βελτίωση εδάφους

Προτείνεται για τη διαμόρφωση δαπέδου εργασίας και την καλύτερη κατανομή των τάσεων εξυγίανση πάχους 25cm, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε μία στρώση των 25cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

4.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου θα γίνουν με αντιστήριξη των παρειών όπως περιγράφεται στο τεύχος Γεωτεχνικής Μελέτης Θεμελίωσης Α/Σ και ΕΕΛ. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

5. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.2

5.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ5.2 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Βελανιδιά, πλησίον της ακτής. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (gn.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.65m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +1.35. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=1.50m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.90m.

5.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

5.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ5.2 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

5.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ5.2 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

5.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 454.5 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

5.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.15 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

5.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

5.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

6. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ6

6.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ6 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Βελανιδιά, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ4, με υψόμετρο κεφαλής +0.70, η οποία εκτελέστηκε πλησίον της θέσης του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 6.20m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.80. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις $D=1.50\text{m}$ και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.00m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.80		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
+0.00 (0.80)	▼ —	ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 16%
			ΑΜΜΟΣ : 70%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 14%
			ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%
-2.20 (3.00)			$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 0.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 26.0^\circ$
			$E_s = 6\,500 \text{ kPa}$
			(SM) $N_{spt} = 6$
		ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%
			ΑΜΜΟΣ : 35%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 54%
-4.20 (5.00)			$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 15.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 27.5^\circ$
			$c_u = 30.0 \text{ kPa}$
			(CL) $E_s = 3\,000 \text{ kPa}$
			$N_{spt} = 5$
-4.70 (5.50)		ΣΤΡΩΣΗ Β1	ΧΑΛΙΚΕΣ : 40%
			ΑΜΜΟΣ : 42%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 19%
			ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%
-5.40 (6.20)			(SC-SM)
		ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ6	
		ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%
			ΑΜΜΟΣ : 35%
-6.00 (6.80)			$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 15.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 27.5^\circ$
			$c_u = 30.0 \text{ kPa}$
			(CL) $E_s = 3\,000 \text{ kPa}$
			$N_{spt} = 5$
-7.50 (8.30)		ΣΤΡΩΣΗ Γ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 52%
			ΑΜΜΟΣ : 20%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 18%
			(GC) $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 5.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 35.0^\circ$
			$E_s = 50\,000 \text{ kPa}$
			$N_{spt} = 50$
-9.20 (10.00)		ΣΤΡΩΣΗ Δ	$\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$
			ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
			B.A. = IV
			RQD = 0%
			$c = 350.0 \text{ kPa}$
			$\varphi = 25.0^\circ$
			$E = 650 \text{ MPa}$

Σχ. 6.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ6 (γνώτρηση Γ4)

6.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

6.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 528 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

$$\bullet q_{ult,d} = 739 \text{ kPa για σεισμικά φορτία}$$

ΣΥΜΠΡΑΤΤΟΝΤΑ ΓΡΑΦΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ:

ΡΟΪΚΟΣ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ- ΝΑΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ Α.Ε. – INTEGER
ΑΝΩΝΥΜΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΤΑΙΡΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ – ΕΜΒΗΣ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗ ΥΔΑΤΙΝΩΝ ΠΟΡΩΝ &
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ - ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ Πολιτικός Μηχανικός

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=61\text{kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Γ.

6.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ6 προτείνεται σε βάθος 6.20m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') = \\ 0.80\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 + 2.20\text{m} \times 9\text{kN/m}^3 + 3.20\text{m} \times 10\text{kN/m}^3 = 67.0\text{kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ6 εκτιμάται σε $q_m = 61\text{kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

6.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 37.9 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 35.0 \text{ MN/m}^3$. Στον υπολογισμό του δείκτη εδάφους λαμβάνεται το μέτρο συμπίεστότητας της εξυγιαντικής στρώσης, $E_s = 50\text{MPa}$, λόγω του μεγάλου πάχους της.

6.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.02 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

6.2.5 Βελτίωση εδάφους

Λόγω της αλλαγής του βάθους θεμελίωσης του αντλιοστασίου τροποποιούνται τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους και προτείνεται η κατασκευή στρώσης εξυγιάνσης από κοκκώδες υλικό πάχους 0.60m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 0.30m θα κατασκευαστεί από λιθοσύντριμμα και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε μία στρώση των 30cm. Τα υλικά θα συμπτυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

6.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών


Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των παρειών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η

έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 10m, διατομής LARSEN L605, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν δύο σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 6, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.00m και -4.00m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

7. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ8

7.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ8 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Αγίου Γεωργίου, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ5, με υψόμετρο κεφαλής +0.40, η οποία εκτελέστηκε σε απόσταση 100m περίπου από τη θέση του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 4.65m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.90. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 4.40m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.90		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%	$\gamma =$	21.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 78%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 11%	$\phi' =$	32.0 °
	(SW-SM)	$E_s =$	30 000 kPa
+0.00 (0.90)			
-1.60 (2.50)	Nspt = 53		
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 26%	$\gamma =$	20.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 61%	$c' =$	0.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 13%	$\phi' =$	30.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 0%	$E_s =$	10 000 kPa
	(SP-SM,SM)		
	Nspt = 14		
-3.10 (4.00)			
ΣΤΡΩΣΗ Γ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%	$\gamma =$	19.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 61%	$c' =$	0.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 29%	$\phi' =$	26.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 3%	$E_s =$	6 500 kPa
	(SC-SM,SC)		
-6.10 (7.00)	Nspt = 6		
ΣΤΡΩΣΗ Δ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 18%	$\gamma =$	20.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 47%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 36%	$\phi' =$	27.5 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 10%	$E_s =$	8 000 kPa
	(SC)		
-9.10 (10.00)	Nspt = 11		

Σχ. 7.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ8 (γεώτρηση Γ5)

7.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

7.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

• $q_{ult,d} = 211 \text{ kPa}$, για στατικά φορτία, και

• $q_{ult,d} = 295 \text{ kPa}$ για σεισμικά φορτία

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=45 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Δ.

7.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ8 προτείνεται σε βάθος 4.75m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$0.90\text{m} \times 21\text{kN/m}^3 + 1.60\text{m} \times 11\text{kN/m}^3 + 1.50\text{m} \times 10\text{kN/m}^3 + 0.65\text{m} \times 9\text{kN/m}^3 = 57.35 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ8 εκτιμάται σε $q_m = 45\text{kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

7.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 37.9 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 35.0 \text{ MN/m}^3$. Ο δείκτης εδάφους υπολογίζεται για μέτρο συμπίεστικότητας $E_s = 50\text{MPa}$, λαμβάνοντας υπόψη τη αύξηση του μέτρου συμπίεστικότητας μετά την κατασκευή των μέτρων βελτίωσης του εδάφους.

7.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.09 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

7.2.5 Βελτίωση εδάφους

Προτείνεται η τροποποίηση των μέτρων βελτίωσης του εδάφους με αντικατάσταση των χαλικοπασσάλων από στρώση εξυγίανσης από κοκκώδες υλικό πάχους 2.40m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 1.00m θα κατασκευαστεί από λιθοσύντριμμα σε στρώσεις των 50cm και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε στρώσεις των 30cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

7.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των παρειών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 17m, διατομής LARSEN L430, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν δύο σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 12, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.50m και -4.50m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

8. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ9

8.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ9 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Αγίου Γεωργίου, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ6, με υψόμετρο κεφαλής +1.20, η οποία εκτελέστηκε σε απόσταση 30m περίπου από τη θέση του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.30m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.90. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.40m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.90		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 18%	$\gamma =$	20.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 52%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 30%	$\phi' =$	30.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 4%	$E_s =$	6 800 kPa
-4.40 (5.30)		(SM,SC)	
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ9			
-7.10 (8.00)		N _{spt} = 7	
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ	$\gamma =$	26.0 kN/m ³
	B.A. = II-III	$c =$	3 900.0 kPa
	RQD = 0%	$\phi =$	29.0 °
		$E =$	6 850 MPa
-9.10 (10.00)			

Σχ. 8.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ9 (γεώτρηση Γ6)

8.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

8.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 242 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

• $q_{ult,d} = 339\text{kPa}$ για σεισμικά φορτία

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=52\text{kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί του βραχώδους υποβάθρου (γεωτεχνική στρώση Β).

8.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ9 προτείνεται σε βάθος 5.30m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') = \\ 0.90\text{m} \times 20\text{kN/m}^3 + 4.40\text{m} \times 10\text{kN/m}^3 = 62.0 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ9 εκτιμάται σε $q_m = 52\text{kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

8.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 37.9 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 35.0 \text{ MN/m}^3$. Ο δείκτης εδάφους υπολογίζεται για μέτρο συμπίεστότητας $E_s = 50\text{MPa}$, λαμβάνοντας υπόψη τη αύξηση του μέτρου συμπίεστότητας μετά την κατασκευή των μέτρων βελτίωσης του εδάφους.

8.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.07 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

8.2.5 Βελτίωση εδάφους

Λόγω της αλλαγής του βάθους θεμελίωσης του αντλιοστασίου τροποποιούνται τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους και προτείνεται η κατασκευή στρώσης εξυγίανσης από κοκκώδες υλικό πάχους 2.70m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 1.00m θα κατασκευαστεί από λιθοσύντριμμα σε στρώσεις των 50cm και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε στρώσεις των 30cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

8.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των παρειών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 9m, διατομής LARSEN L605, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν τρεις σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 6, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.00m, -3.00m και -5.00m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

9. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.1

9.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ10.1 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Μάραθο, πλησίον της ακτής. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (ab.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.65m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +1.50. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.50m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.80m.

9.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

9.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ10.1 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

9.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ10.1 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

9.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 454.5 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

9.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.21 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

9.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

9.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

10. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.2

10.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ10.2 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Μάραθο, πλησίον της ακτής. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (ab.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 3.00m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 6.70m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +2.50. Στο

τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις $D=2.50m$ και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος $5.00m$.

10.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

10.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ10.2 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

10.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ10.2 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

10.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 375.0 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

10.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.32 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

10.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

10.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

11. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ11

11.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ11 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Κριθαριά, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ7, με υψόμετρο κεφαλής +1.10, η οποία εκτελέστηκε σε απόσταση 130m περίπου από τη θέση του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 3.00m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 6.20m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +3.00. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 5.60m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+3.00		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
+0.00 (3.00)	▼ —	ΣΤΡΩΣΗ ΤΕ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 54%
			ΑΜΜΟΣ : 38%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 7%
		(SW-SM, GP)	
-1.30 (4.30)		Nspt = 19	
-3.20 (6.20)		ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 5%
			ΑΜΜΟΣ : 33%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 62%
		ΑΡΓΙΛΟΣ : 10%	
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ11 (CL)		Es =	2 000 kPa
-4.40 (7.40)		Nspt = 1	
-5.40 (8.40)		ΣΤΡΩΣΗ Β	Nspt = 13
			$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 15.0 \text{ kPa}$
			$\phi' = 27.5^\circ$
-7.00 (10.00)		ΣΤΡΩΣΗ Γ	$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
			ΑΜΜΟΣ : 32%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 36%
		ΑΡΓΙΛΟΣ : 4%	
(GC) Nspt = 50		Es =	50 000 kPa

Σχ. 11.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ11 (γεώτρηση Γ7)

11.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

11.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 171 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

$$\bullet q_{ult,d} = 240 \text{ kPa για σεισμικά φορτία}$$

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=62 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Β.

11.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ11 προτείνεται σε βάθος 6.30m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$3.00 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 + 1.30 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 + 1.90 \text{ m} \times 9 \text{ kN/m}^3 = 90.1 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ11 εκτιμάται σε $q_m = 62 \text{ Pa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

11.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 31.3 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 30.0 \text{ MN/m}^3$. Ο δείκτης εδάφους υπολογίζεται για μέτρο συμπίεσότητας $E_s = 50 \text{ MPa}$, λαμβάνοντας υπόψη τη αύξηση του μέτρου συμπίεσότητας μετά την κατασκευή των μέτρων βελτίωσης του εδάφους.

11.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.73 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

11.2.5 Βελτίωση εδάφους

Λόγω της αλλαγής του βάθους θεμελίωσης του αντλιοστασίου τροποποιούνται τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους και προτείνεται η κατασκευή στρώσης εξυγίανσης από κοκκώδες υλικό πάχους 1.20m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 0.50m θα κατασκευαστεί από

λιθοσύντριμμα και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε στρώσεις των 25cm. Τα υλικά θα συμπτυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

11.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου θα γίνουν με αντιστήριξη των παρειών όπως περιγράφεται στο τεύχος Γεωτεχνικής Μελέτης Θεμελίωσης Α/Σ και ΕΕΛ. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

12. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ12

12.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ12 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί δυτικά του οικισμού Κριθαριά. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (ab.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 3.00m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.90m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +51.40. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις $D=2.50m$ και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.40m.

12.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις και ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

12.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ12 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

12.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ12 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

12.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 375.0 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

12.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Δεν αναμένεται πρόβλημα άνωσης καθώς η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου βρίσκεται άνωθεν της στάθμης υπογείων υδάτων.

12.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

12.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Αποτελέσματα υπολογισμού φέρουσας ικανότητας κατά Ευρωκώδικα
EN 1997-1 και DIN 4017

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Εδαφοστατικοί υπολογισμοί αντιστηρίξεων

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ3

ΣΕΛΙΔΑ : Α-1

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : B

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	5.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',d) =$	5.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	35.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',d) =$	35.0 °
$\gamma_1 =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	11.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma',d) =$	11.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
Βάθος $d =$ 0.00 m
Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
46.0	33.0	22.0	1.59	1.57	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ 739 kPa

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : 528 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
739 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ5.1

ΣΕΛΙΔΑ : Α-2

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Α

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	10.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',_d) =$	10.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	33.5 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',_d) =$	33.5 °
$\gamma_1 =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	11.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma'_d) =$	11.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
41.0	28.0	18.0	1.57	1.55	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **950 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **678 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
950 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ6

ΣΕΛΙΔΑ : Α-3

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Γ

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	5.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',_d) =$	5.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	35.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',_d) =$	35.0 °
$\gamma_1 =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	11.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma'_d) =$	11.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
46.0	33.0	22.0	1.59	1.57	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **739 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **528 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
739 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ8

ΣΕΛΙΔΑ : Α-4

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Δ

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	5.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c'_{,d}) =$	5.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	27.5 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi'_{,d}) =$	27.5 °
$\gamma_1 =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	10.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma'_d) =$	10.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
Βάθος $d =$ 0.00 m
Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
25.0	14.0	7.0	1.50	1.46	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ 295 kPa

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : 211 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
295 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ9

ΣΕΛΙΔΑ : Α-5

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Εξ/νση Συντελεστές εδαφικών παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	0.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',d) =$	0.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	35.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',d) =$	35.0 °
$\gamma_1 =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	10.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma',d) =$	10.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
46.0	33.0	22.0	1.59	1.57	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **339 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **242 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
339 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
 Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ11

ΣΕΛΙΔΑ : Α-6

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : B

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	40.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',_d) =$	40.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	0.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',_d) =$	0.0 °
$\gamma_1 =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	10.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma',_d) =$	10.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 3.00 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 3.00 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

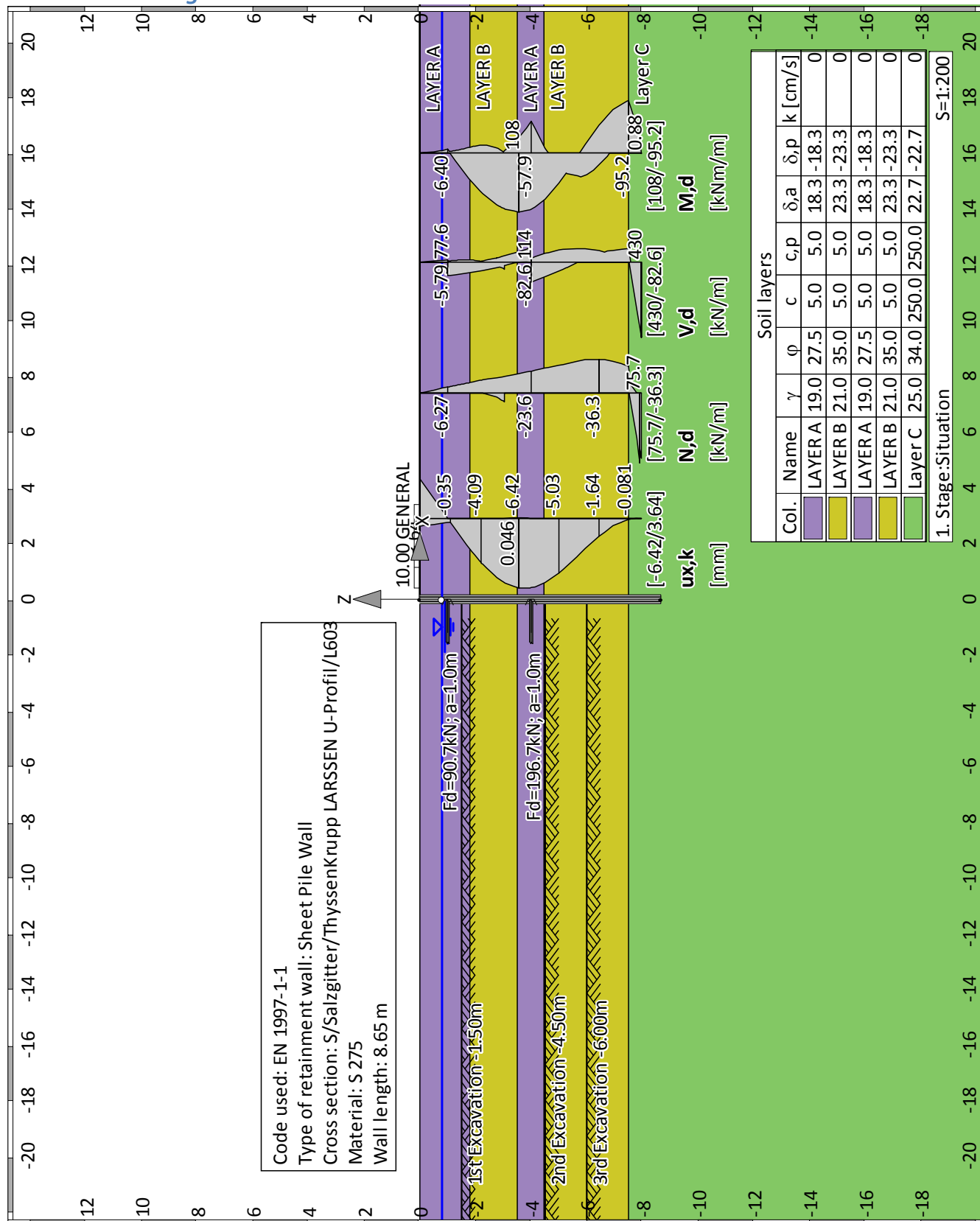
N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
5.0	1.0	0.0	1.20	1.00	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **240 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **171 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
240 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

Summary of all stagesConstruction stage 0 "Situation"

Author: NAMA SA

Job No.:

Program: WALLS-Retain.

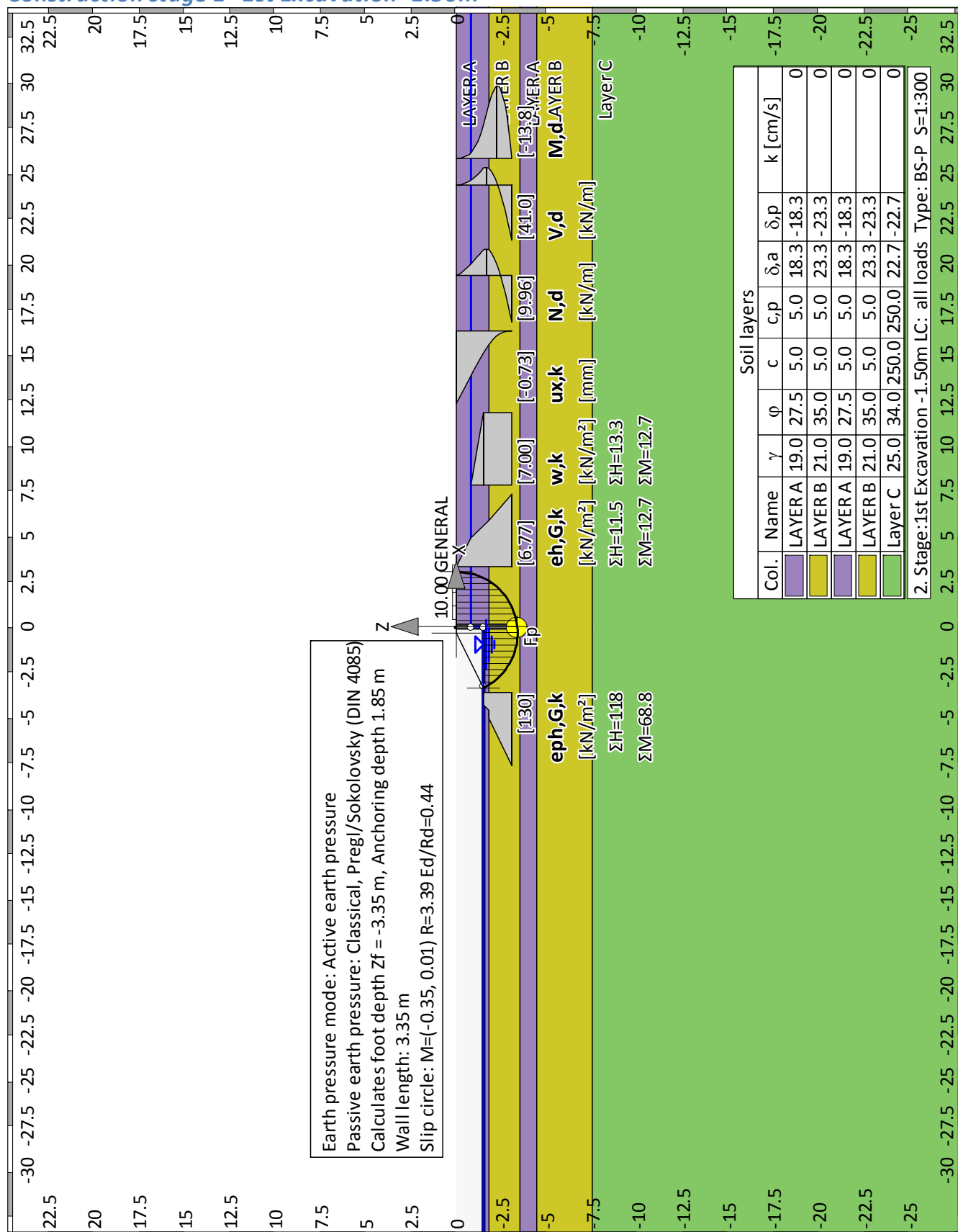
Version 2017.046

Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3

ASB Nr.:

Date: 19.01.2018

Construction stage 1 "1st Excavation -1.50m"



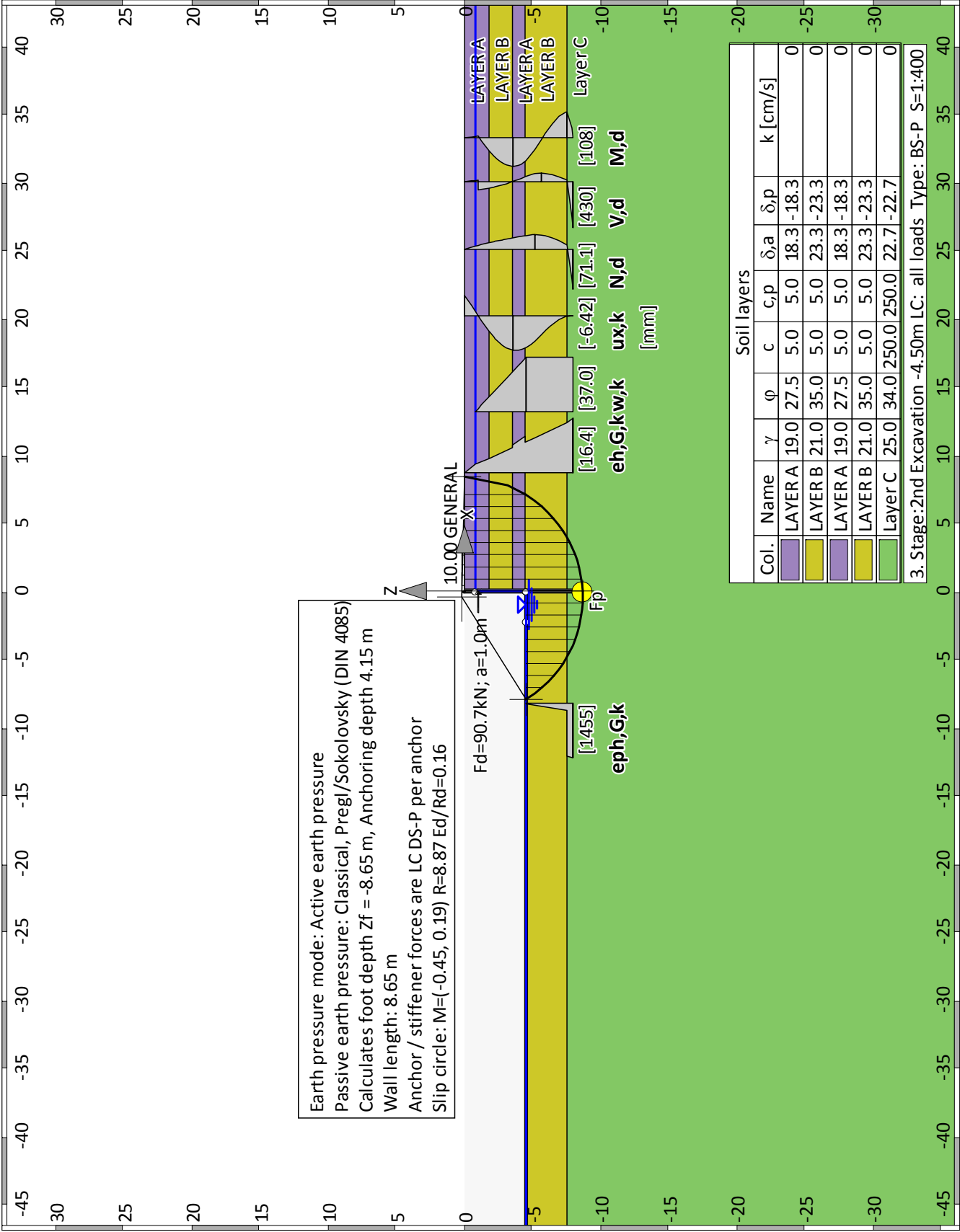
Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ

Block: ULS GEO / STATIC LOADING

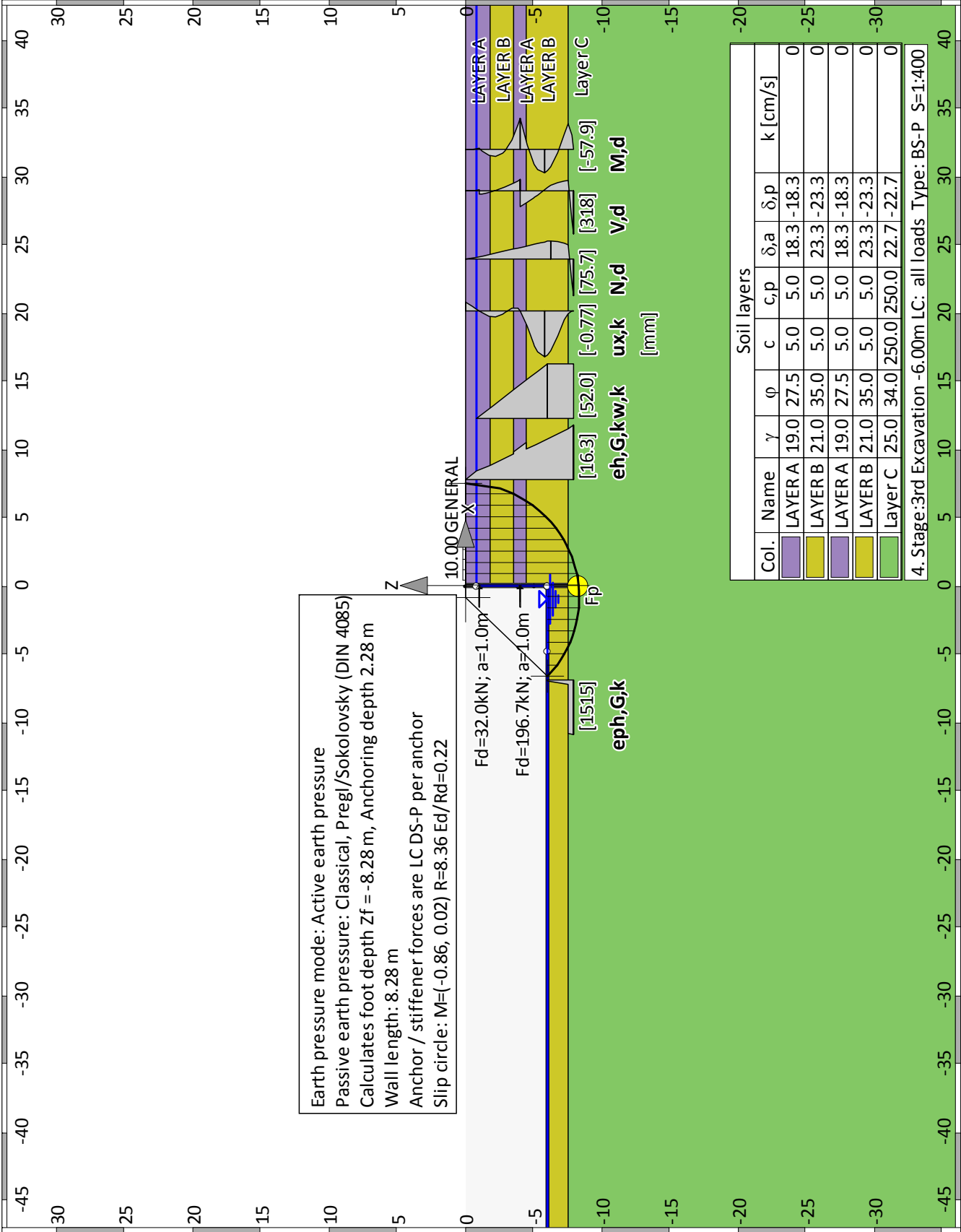
Record:

Archive No.:

Construction stage 2 "2nd Excavation -4.50m"

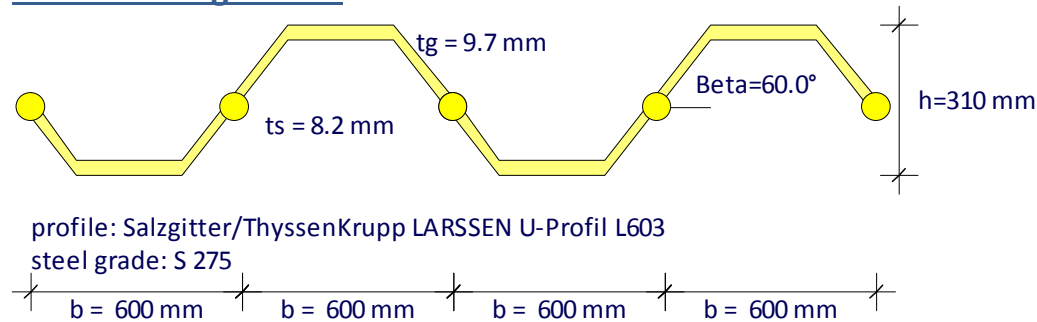


Construction stage 3 "3rd Excavation -6.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	ASB Nr.: Date: 19.01.2018

Dimensioning results



ULS GEO / STATIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 107.56 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
 at $z1 = -3.56 \text{ [m]}$
 all. $N1 = -20.03 \text{ [kN]}$
 Moment $M2 = -95.25 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
 at $z2 = -7.50 \text{ [m]}$
 all. $N2 = -7.15 \text{ [kN]}$
 Maximum of the shear force $\max Q = 158.79 \text{ [kN]}$ in phase: '3'
 at $z3 = -7.90 \text{ [m]}$
 Moment = 0.44 [kNm]
 all. $N = 75.69 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L603
 $A = 138.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 18600.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 1200.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 1300.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 3 ($b/t/eps = 377.0/9.7/0.924 = 42.0$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72 \cdot eps) = 173.38/8.20/72 \cdot 0.92 = 31.8 \%$
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	ASB Nr.: Date: 19.01.2018

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -7.50 "2", l _{bk} = 5.36 m									
-95.25	-7.15	-12.17							
330.00	330.00	3803.25	651.61		28.9	0.2	1.9	---	---
79.89	275.00	2.96	275.00		8.4	0.0			
z: -3.56 "2", l _{bk} = 5.36 m									
107.56	-20.03	-0.63							
330.00	330.00	3803.25	651.61		32.6	0.5	0.1	---	---
91.08	275.00	0.15	275.00		11.0	0.0			
z: -7.90 "3", l _{bk} = 3.00 m									
0.43	75.69	158.79							
330.00	330.00	3803.25	651.61		0.1	2.0	24.4	---	---
5.84	275.00	38.69	275.00		0.0	5.9			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 2 "2"

P_{max} = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -7.50/-8.65 = l_Q:1.15 [m]; M: |-95.25 - 0.88|=96.13 [kNm/m]

I_y=18600 [cm⁴/m]; S_y=650.000 [cm³/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*2/1 * M/(P_{max}*l_Q) = 4.7 [x/m] (dz=21.5 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*3/2 * M/(P_{max}*l_Q) = 3.5 [x/m] (dz=28.7 cm)

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*4/3 * M/(P_{max}*l_Q) = 3.1 [x/m] (dz=32.2 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	
Record:	Page: 2

Author: NAMA SA

Job No.:

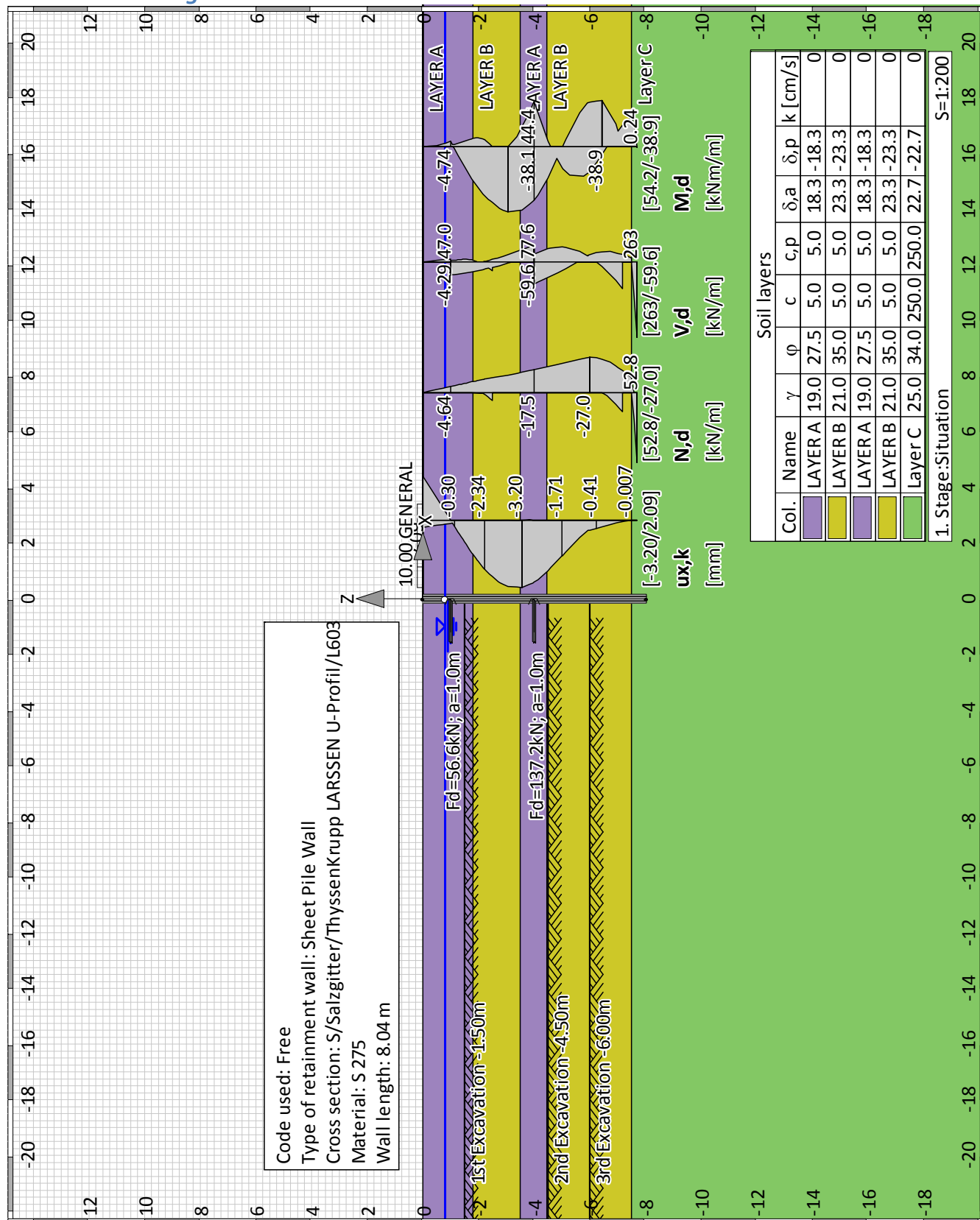
Program: WALLS-Retain.

Version 2017.046

Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3

ASB Nr.:

Date: 19.01.2018

Summary of all stages**Construction stage 0 "Situation"**

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ

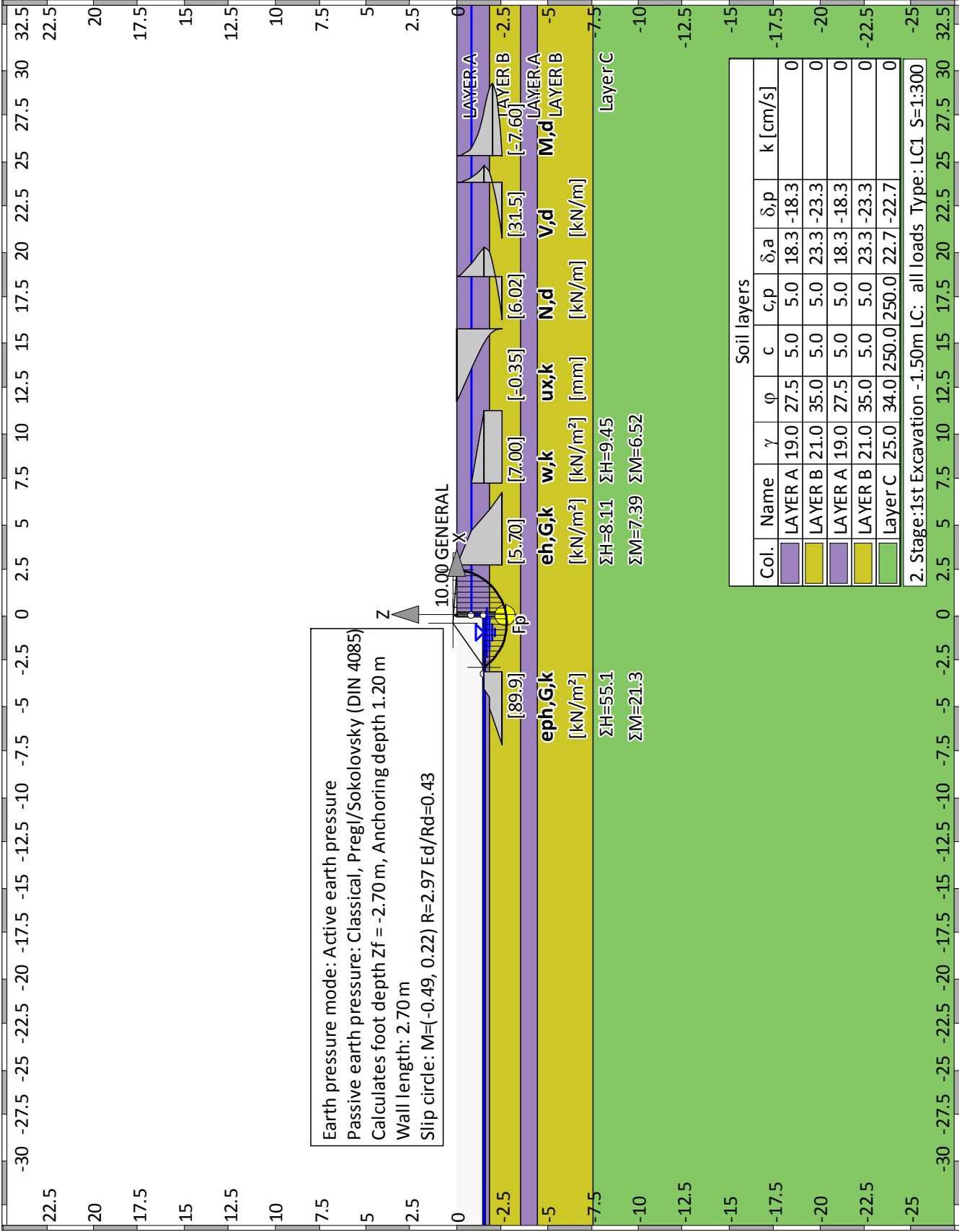
Archive No.:

Block: SEISMIC LOADING

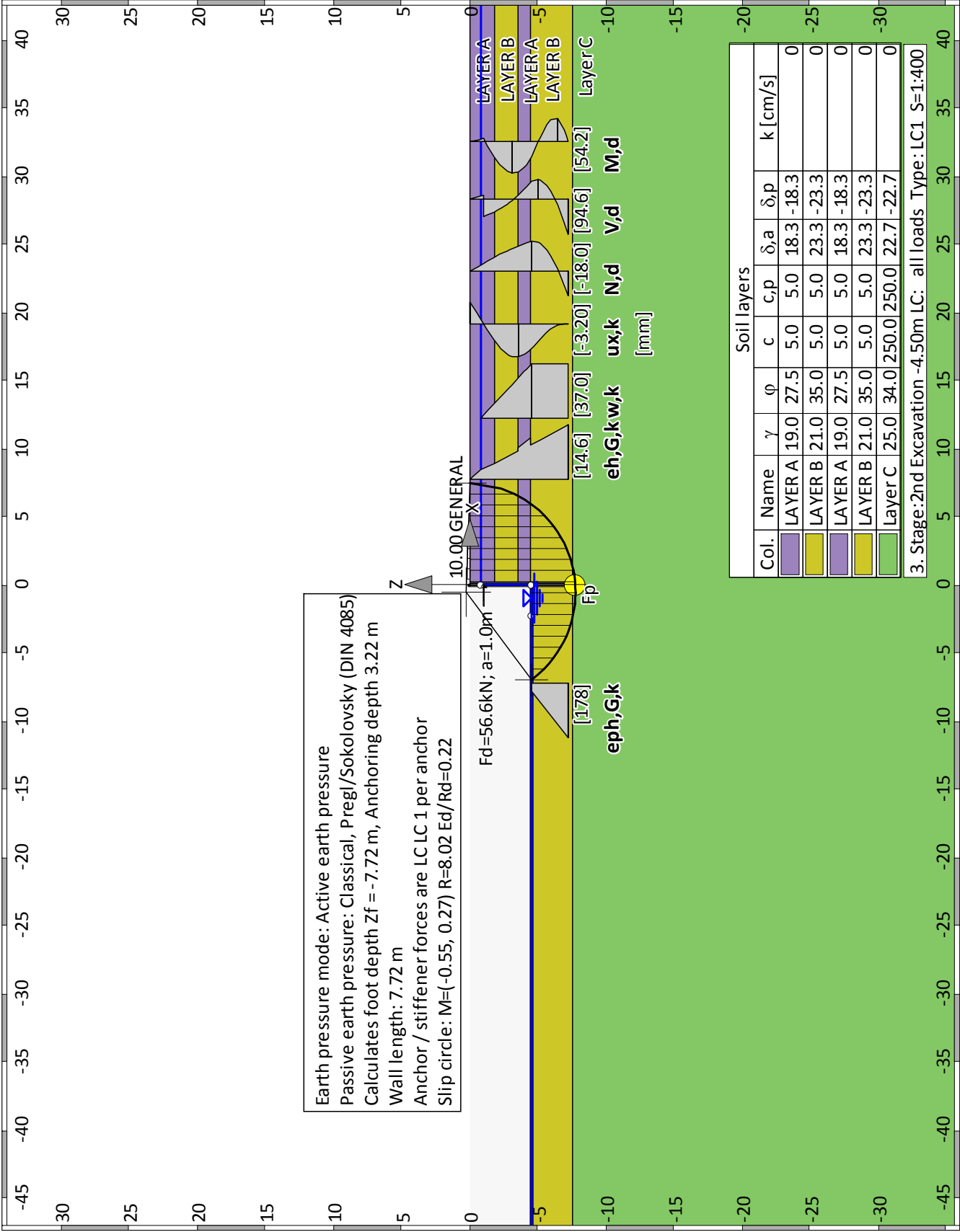
Page: 1

Record:

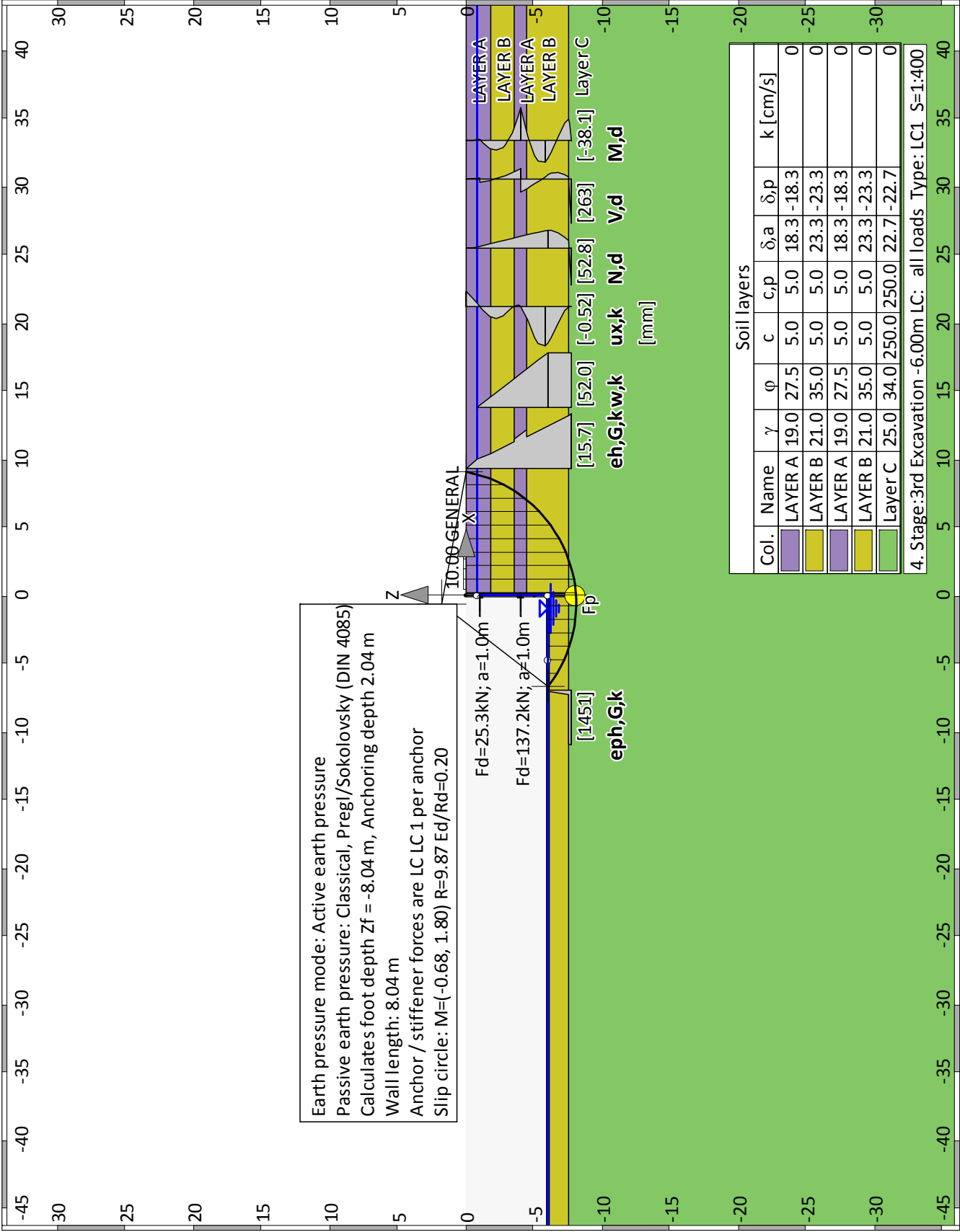
Construction stage 1 "1st Excavation -1.50m"



Construction stage 2 "2nd Excavation -4.50m"

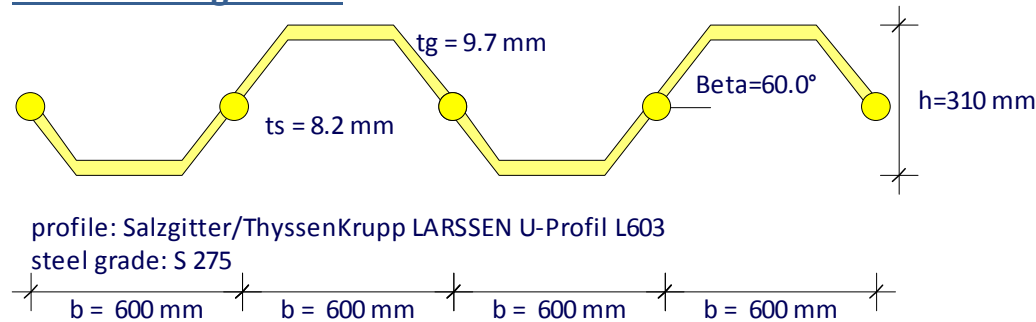


Construction stage 3 "3rd Excavation -6.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ Δ3	ASB Nr.: Date: 19.01.2018

Dimensioning results



SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 54.21 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
at $z1 = -3.06 \text{ [m]}$
all. $N1 = -13.18 \text{ [kN]}$
Moment $M2 = -38.92 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
at $z2 = -6.44 \text{ [m]}$
all. $N2 = -1.27 \text{ [kN]}$
Maximum of the shear force $\max Q = 131.69 \text{ [kN]}$ in phase: '3'
at $z3 = -7.70 \text{ [m]}$
Moment = 0.24 [kNm]
all. $N = 52.80 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L603
 $A = 138.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 18600.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 1200.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 1300.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 3 ($b/t/eps = 377.0/9.7/0.924 = 42.0$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72*eps) = 173.38/8.20/72*0.92 = 31.8 \%$
No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	ASB Nr.:
Date: 19.01.2018	

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action

Nd: Design normal force, action

Vd: Design shear force, action

M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.

M,cRd,red: Final design resistance for bending moment

N,c,Rd: Design resistance for normal force component

V,c,Rd: Design resistance for shear force

Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)

Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction

Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)

Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable

X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)

w,b: Shear-buckling of the web

MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -6.44 "2", lbk = 4.70 m	-38.92	-1.27	7.78						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	11.8	0.0	1.2	---	---
	32.53	275.00	1.90	275.00	1.4	0.0			
z: -3.06 "2", lbk = 4.70 m	54.21	-13.18	4.72						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	16.4	0.3	0.7	---	---
	46.12	275.00	1.15	275.00	2.8	0.0			
z: -7.70 "3", lbk = 2.83 m	0.24	52.80	131.69						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	0.1	1.4	20.2	---	---
	4.02	275.00	32.09	275.00	0.0	4.1			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 3 "3"

Pmax = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -7.50/-8.04 = lQ:0.54 [m]; M: |-24.87 - 0.24|=25.10 [kNm/m]

Iy=18600 [cm4/m]; Sy=650.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

$n_{req} = S_y/I_y * b^2/1 * M/(P_{max}*lQ) = 2.6 [x/m] (dz=38.5 \text{ cm})$

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

$n_{req} = S_y/I_y * b^3/2 * M/(P_{max}*lQ) = 1.9 [x/m] (dz=51.4 \text{ cm})$

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

$n_{req} = S_y/I_y * b^4/3 * M/(P_{max}*lQ) = 1.7 [x/m] (dz=57.8 \text{ cm})$

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	
Record:	Page: 2

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x6		kaltgefertigt
f _y	235	N/mm ²
γ _{M1}	1.1	[-]
L _{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien		Imperfektionsbeiwert α
KSL	c	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N _{Ed}	1042.51 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		N _{Ed} / N _{b,Rd,y} ≤ 1,0	1042.51 / 1448.01 = 0.72
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x6	kaltgefertigt
---------	---------------

D 406.4 mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t 6 mm *werden daraus ermittelt*

A	75.47 cm ²	I	15128.325 cm ⁴
G	59.25 kg/m	i	14.16 cm
g_k	0.58 kN/m	W_{el}	744.50 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	480.996 cm ³
d/t	67.73 [-]	W_{pl}	961.993 cm ³
A_v	48.05 cm ²	α_{pl/el}	1.2921 [-]

I_t	30249.86 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	---	------------

W_t 151.10 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
I_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	1042.51 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1				
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$
				1042.51 / 1448.01 = 0.720 ✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3)

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$
$$\chi = 0.90 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^{2,0.5})^{0.5}]$$
$$\Phi = 0.63 = 0.5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0.2) + \lambda_{quer}^2]$$
$$\lambda_{quer} = 0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0.5}$$
$$N_{cr} = 11162.41 = EI \pi^2 / L_{cr}^2$$

3.3.1 a)

6.3.1.2 (4)

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0.04$$
$$\lambda_{quer} \leq 0.2$$

Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen

6.3.1.4

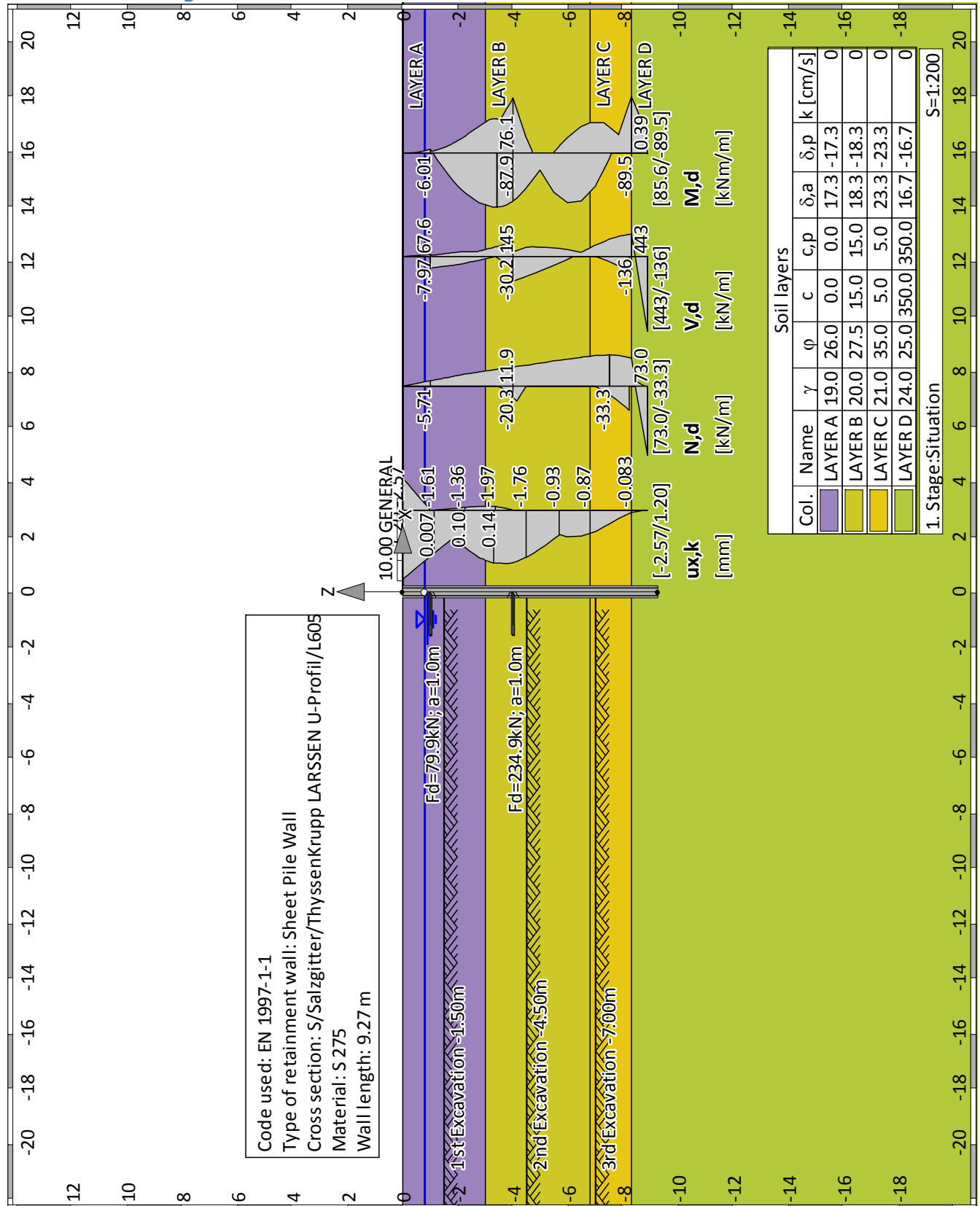
Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

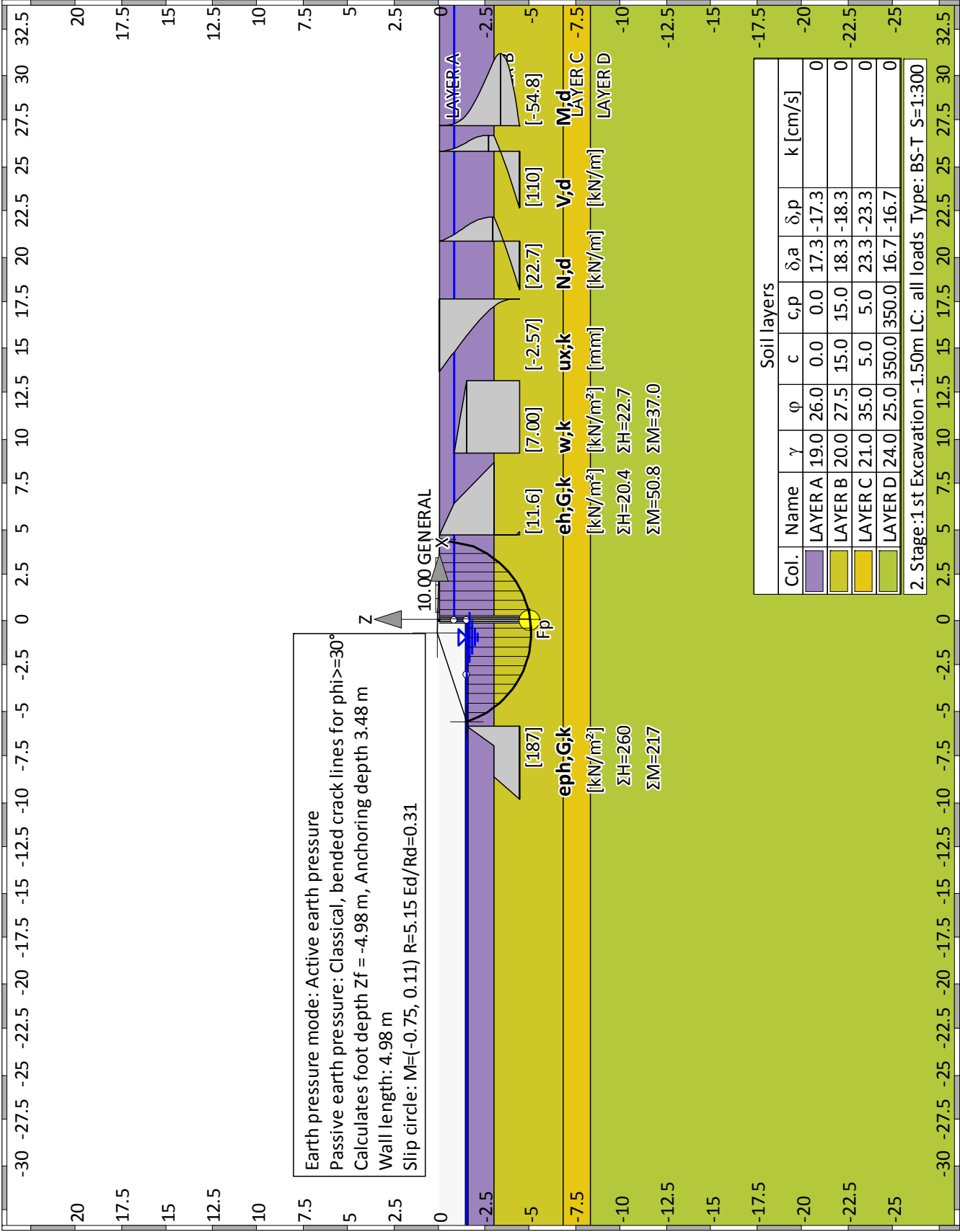
6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

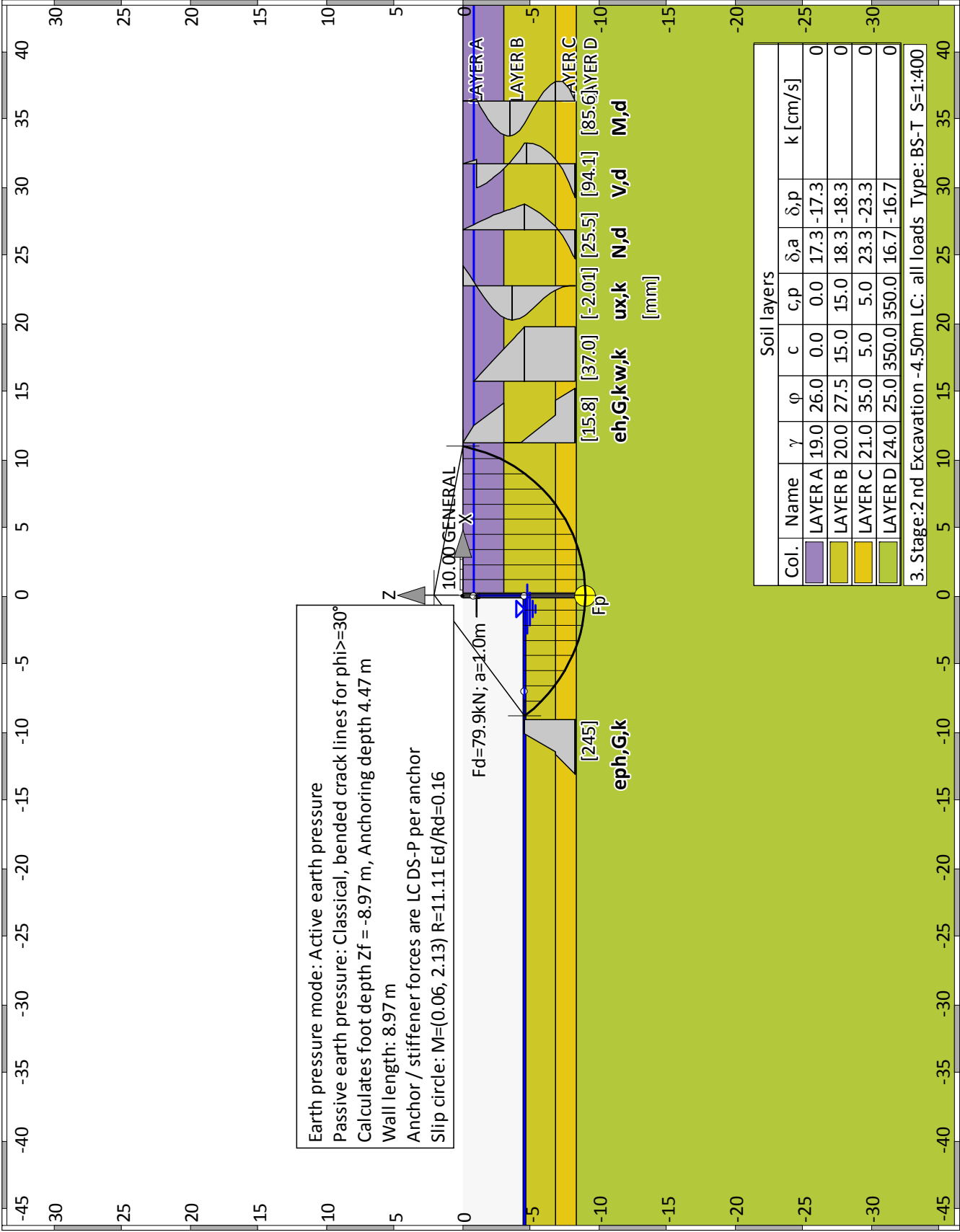
für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend

Summary of all stages**Construction stage 0 "Situation"**

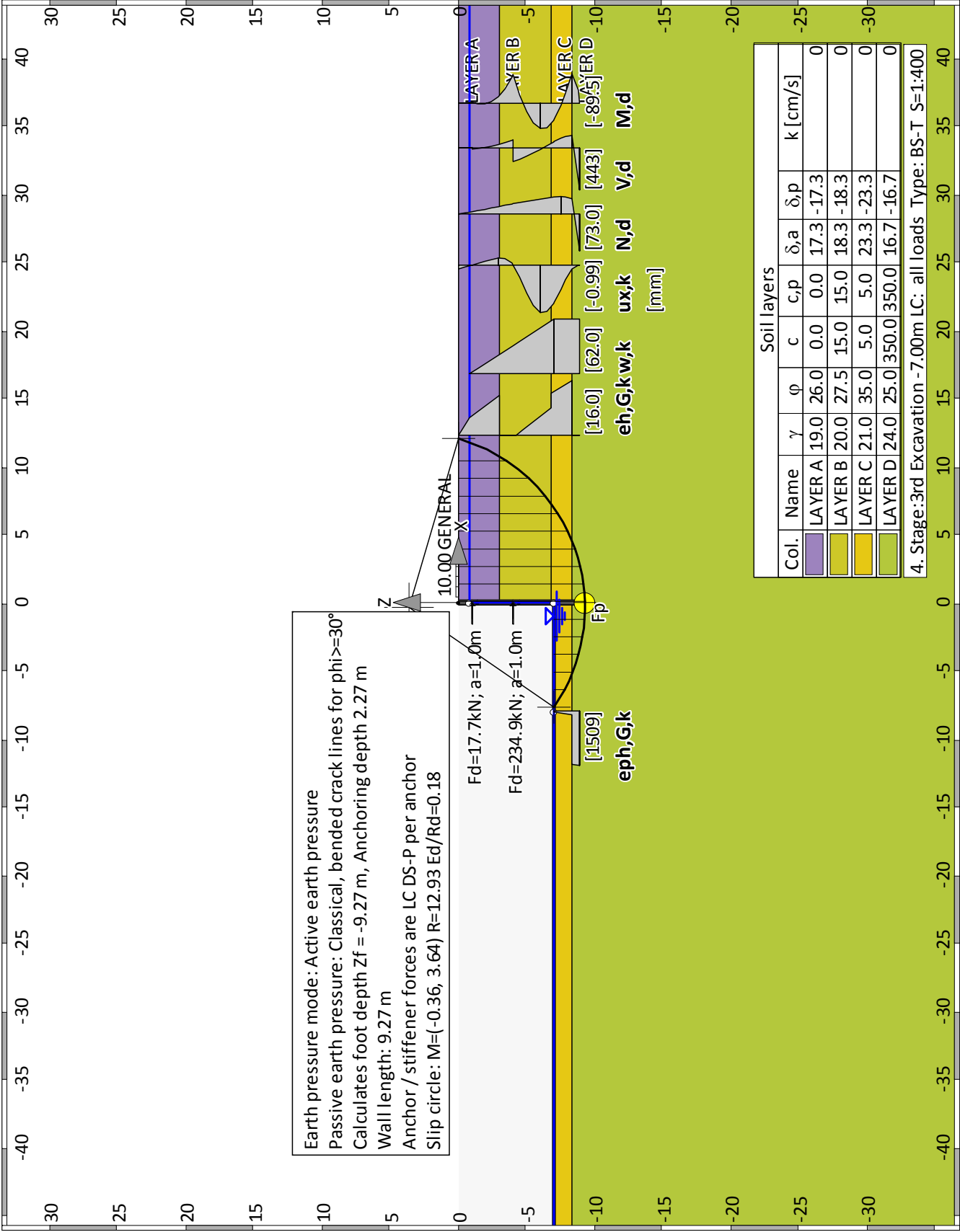
Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"



Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.50m"

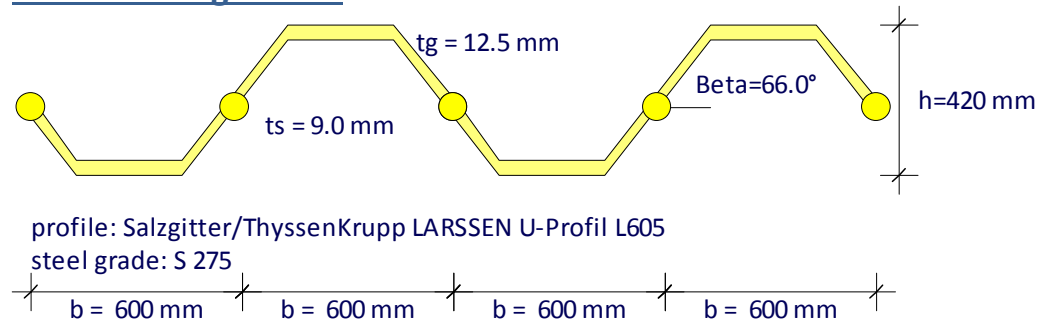


Construction stage 3 "3rd Excavation -7.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



ULS GEO / STATIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 85.56 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
 at $z1 = -3.42 \text{ [m]}$
 all. $N1 = -17.90 \text{ [kN]}$
 Moment $M2 = -89.48 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
 at $z2 = -8.30 \text{ [m]}$
 all. $N2 = -29.78 \text{ [kN]}$
 Maximum of the shear force $\max Q = 221.69 \text{ [kN]}$ in phase: '3'
 at $z3 = -8.89 \text{ [m]}$
 Moment = 0.39 [kNm]
 all. $N = 73.04 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 $A = 177.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 42420.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 2020.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 2340.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 2 ($b/t/eps = 348.0/12.5/0.924 = 30.1$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72*eps) = 223.03/9.00/72*0.92 = 37.2 \%$.
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.:
Date: 11.01.2018	

Actions, Reactions:
 Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:
 X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -3.42 "2", lbk = 5.58 m	85.56	-17.90	-2.74						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	13.3	0.4	0.3	---	---
	43.37	275.00	0.45	275.00	2.5	0.0			
z: -8.89 "3", lbk = 3.69 m	0.39	73.03	221.69						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	0.1	1.5	22.8	---	---
	4.31	275.00	36.27	275.00	0.0	5.2			
z: -8.30 "3", lbk = 3.69 m	-89.47	-29.78	-135.98						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	13.9	0.6	14.0	---	---
	45.97	275.00	22.25	275.00	2.8	2.0			

Steel checks passed requirements.

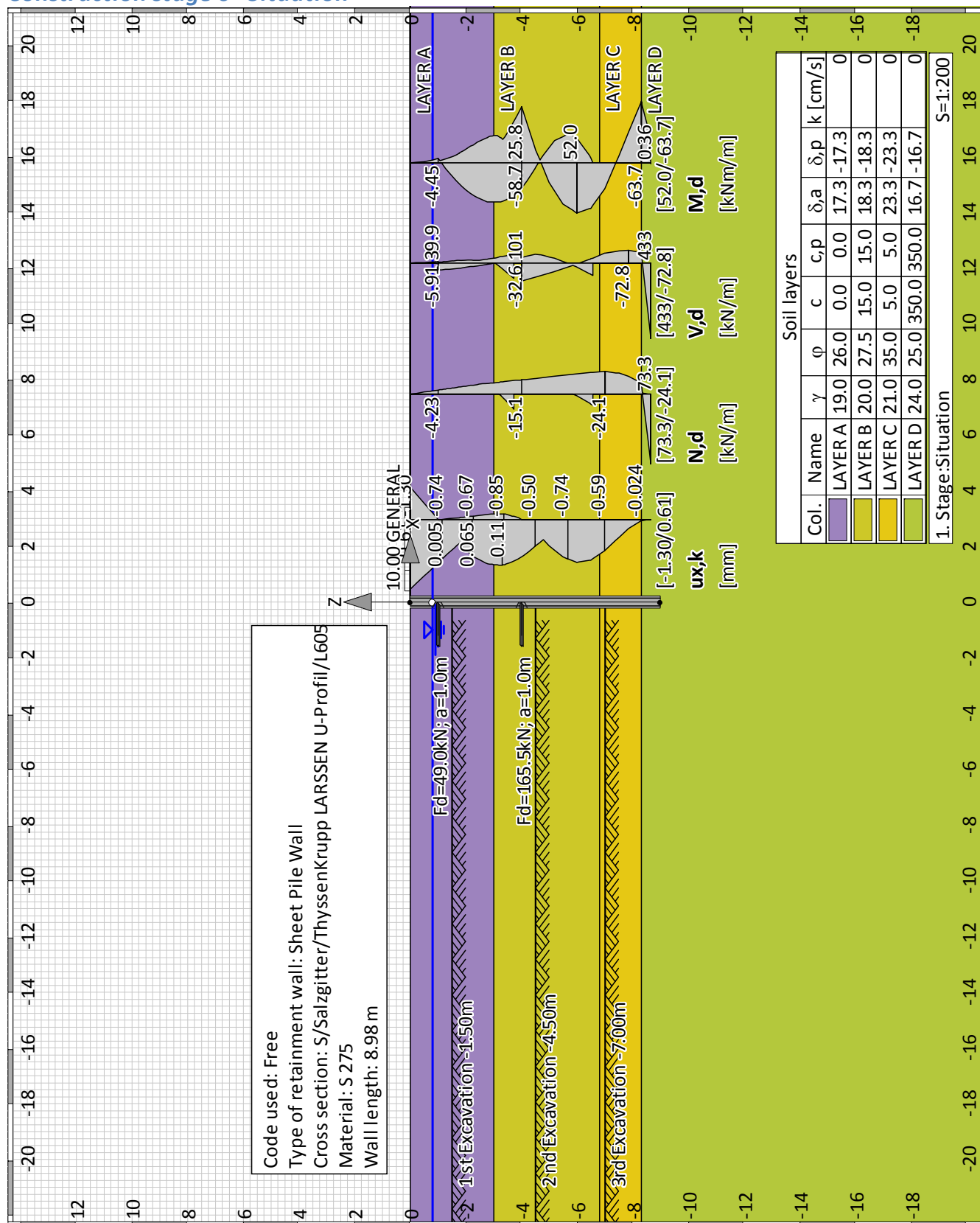
Interlocking action with crimped interlocks
 Critical Stage: 3 "3"
 Pmax = 75.00 [kN/crimp point]
 Z: -8.30/-9.27 = lQ:0.97 [m]; M: |-89.47 - 0.39|=89.87 [kNm/m]
 Iy=42420 [cm4/m]; Sy=1170.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:
 $n_{req} = Sy/Iy * b*2/1 * M/(Pmax*lQ) = 4.1 [x/m] (dz=24.4 cm)$

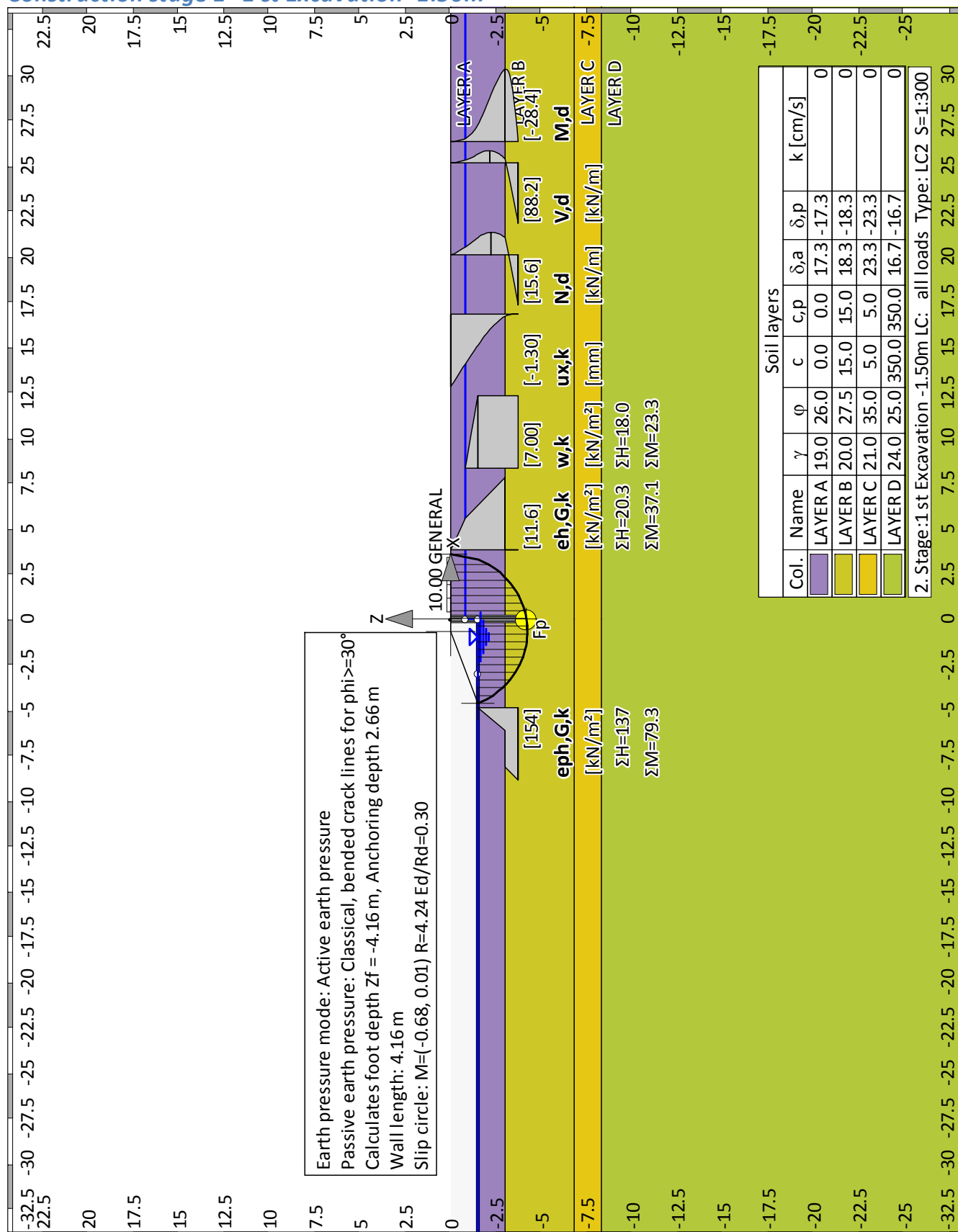
Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:
 $n_{req} = Sy/Iy * b*3/2 * M/(Pmax*lQ) = 3.1 [x/m] (dz=32.5 cm)$

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:
 $n_{req} = Sy/Iy * b*4/3 * M/(Pmax*lQ) = 2.7 [x/m] (dz=36.5 cm)$

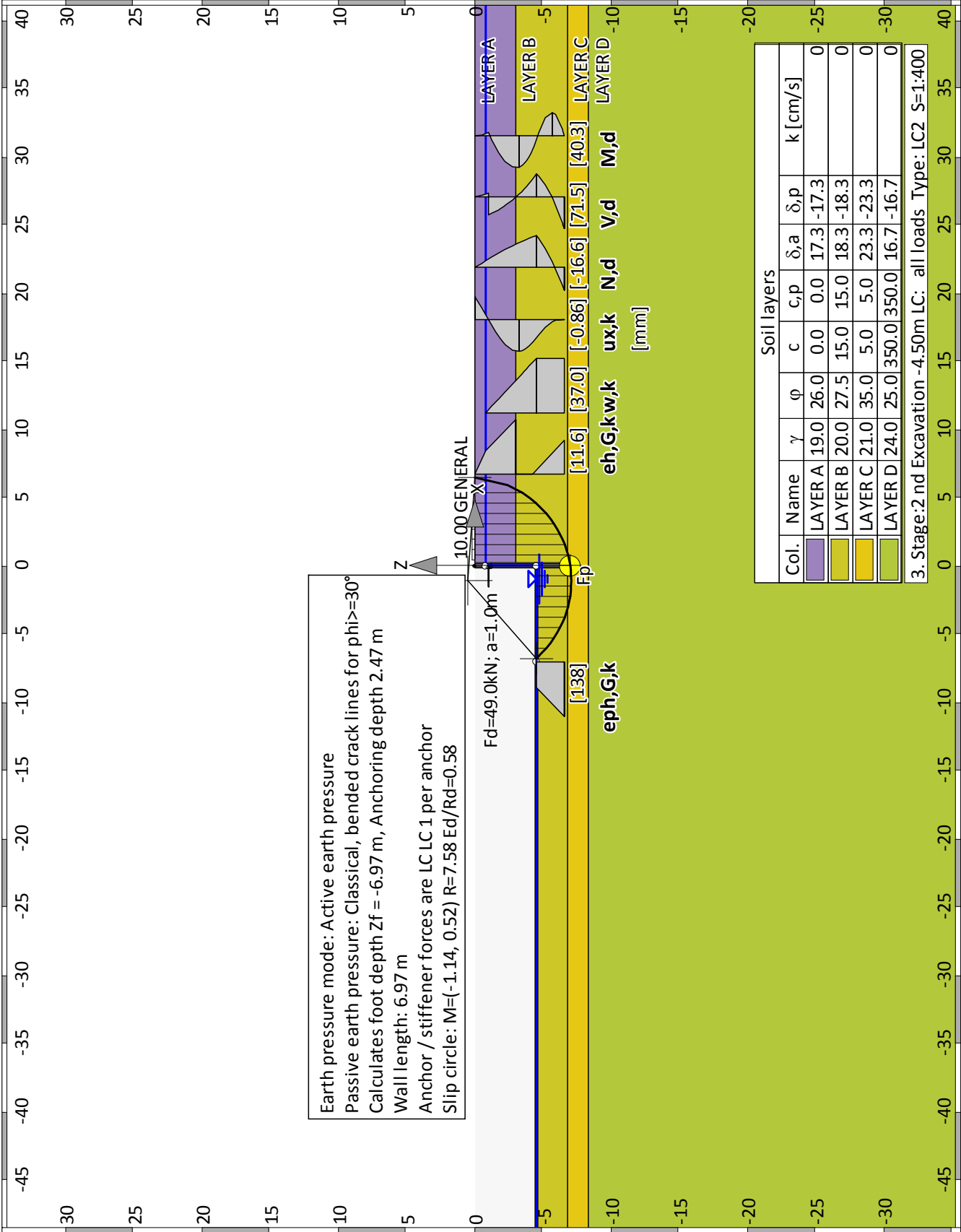
Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	
Record:	Page: 2

Summary of all stages**Construction stage 0 "Situation"**

Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"



Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.50m"



Earth pressure mode: Active earth pressure
Passive earth pressure: Classical, bended crack lines for $\phi \geq 30^\circ$
Calculates foot depth Zf = -8.98 m, Anchoring depth 1.98 m
Wall length: 8.98 m
Anchor / stiffener forces are LC LC 1 per anchor
Slip circle: M=(-0.29, 4.12) R=13.11 Ed/Rd=0.16

Design Parameters:

- Fd=15.2kN; a=1.0m
- Fd=165.5kN; a=1.0m

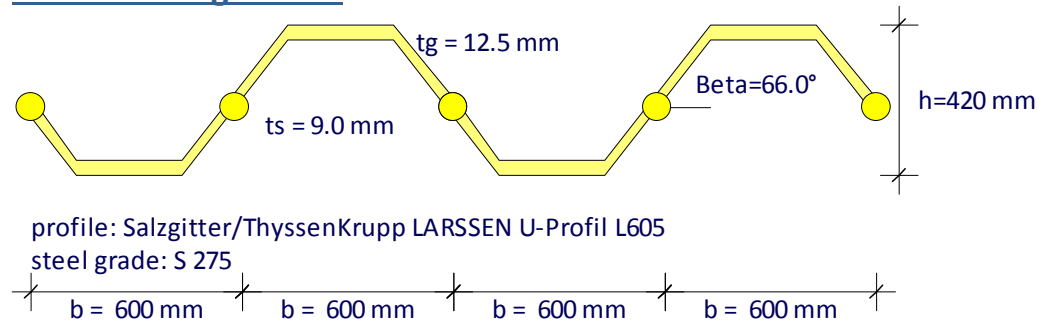
Col.	Name	γ	φ	c	c,p	δ,a	δ,p	k [cm/s]
LAYER A	LAYER A	19.0	26.0	0.0	0.0	17.3	-17.3	0
LAYER B	LAYER B	20.0	27.5	15.0	15.0	18.3	-18.3	0
LAYER C	LAYER C	21.0	35.0	5.0	5.0	23.3	-23.3	0
LAYER D	LAYER D	24.0	25.0	350.0	350.0	16.7	-16.7	0

Soil layers

4. Stage:3rd Excavation -7.00m LC: all loads Type: LC2 S=1:400

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΤΑΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 52.00 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
 at $z1 = -5.98 \text{ [m]}$
 all. $N1 = -21.29 \text{ [kN]}$
 Moment $M2 = -63.73 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
 at $z2 = -8.30 \text{ [m]}$
 all. $N2 = -11.65 \text{ [kN]}$
 Maximum of the shear force $\max Q = 216.50 \text{ [kN]}$ in phase: '3'
 at $z3 = -8.65 \text{ [m]}$
 Moment = 0.36 [kNm]
 all. $N = 73.27 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 $A = 177.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 42420.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 2020.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 2340.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 2 ($b/t/eps = 348.0/12.5/0.924 = 30.1$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72*eps) = 223.03/9.00/72*0.92 = 37.2 \%$
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action

Nd: Design normal force, action

Vd: Design shear force, action

M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.

M,cRd,red: Final design resistance for bending moment

N,c,Rd: Design resistance for normal force component

V,c,Rd: Design resistance for shear force

Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)

Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction

Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)

Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable

X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)

w,b: Shear-buckling of the web

MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -8.65 "3", lbk = 3.48 m	0.36	73.27	216.50						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	0.1	1.5	22.3	---	---
	4.31	275.00	35.42	275.00	0.0	5.0			
z: -8.30 "3", lbk = 3.48 m	-63.73	-11.65	-62.45						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	9.9	0.2	6.4	---	---
	32.21	275.00	10.22	275.00	1.4	0.4			
z: -5.98 "3", lbk = 3.48 m	52.00	-21.29	4.94						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	8.1	0.4	0.5	---	---
	26.94	275.00	0.81	275.00	1.0	0.0			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 3 "3"

Pmax = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -8.30/-8.98 = lQ:0.68 [m]; M: |-63.73 - 0.36|=64.09 [kNm/m]

Iy=42420 [cm4/m]; Sy=1170.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*2/1 * M/(Pmax*lQ) = 4.2 [x/m] (dz=23.9 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*3/2 * M/(Pmax*lQ) = 3.1 [x/m] (dz=31.9 cm)

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*4/3 * M/(Pmax*lQ) = 2.8 [x/m] (dz=35.9 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	
Record:	Page: 2

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x6		kaltgefertigt
f _y	235	N/mm ²
γ _{M1}	1.1	[-]
L _{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien	
KSL	c
	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N _{Ed}	1244.97 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		N _{Ed} / N _{b,Rd,y} ≤ 1,0	1244.97 / 1448.01 = 0.86
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x6	kaltgefertigt
---------	---------------

D 406.4 mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t 6 mm *werden daraus ermittelt*

A	75.47 cm ²	I	15128.325 cm ⁴
G	59.25 kg/m	i	14.16 cm
g_k	0.58 kN/m	W_{el}	744.50 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	480.996 cm ³
d/t	67.73 [-]	W_{pl}	961.993 cm ³
A_v	48.05 cm ²	α_{pl/el}	1.2921 [-]

I_t	30249.86 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	---	------------

W_t 151.10 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
L_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	1244.97 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1				
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$
				1244.97 / 1448.01 = 0.860 ✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3)

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$
$$\chi = 0.90 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^{2,0.5})^{0.5}]$$
$$\Phi = 0.63 = 0.5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0.2) + \lambda_{quer}^2]$$
$$\lambda_{quer} = 0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0.5}$$
$$N_{cr} = 11162.41 = EI \pi^2 / L_{cr}^2$$

3.3.1 a)

6.3.1.2 (4)

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0.04$$
$$\lambda_{quer} \leq 0.2$$

Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen

6.3.1.4

Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

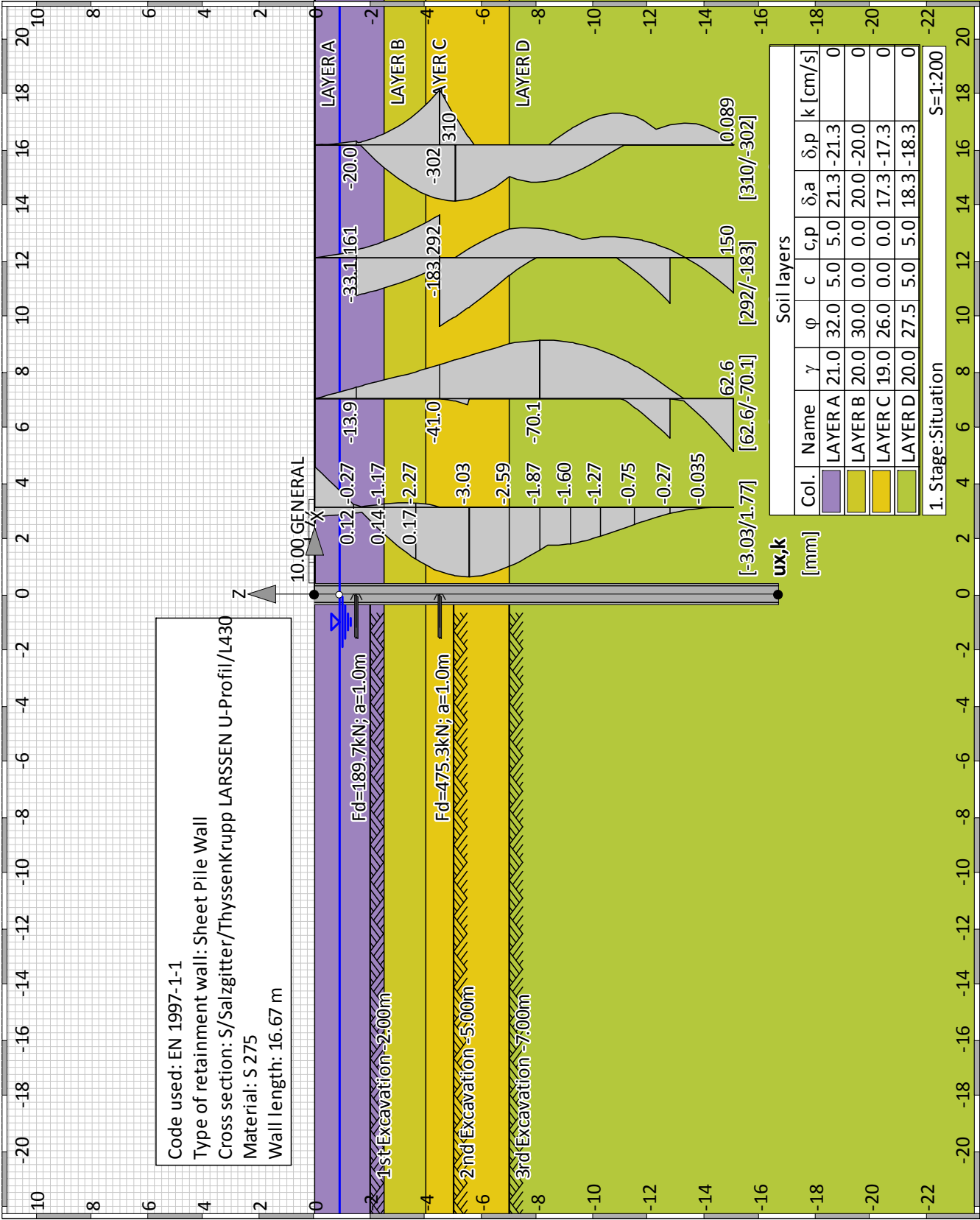
6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

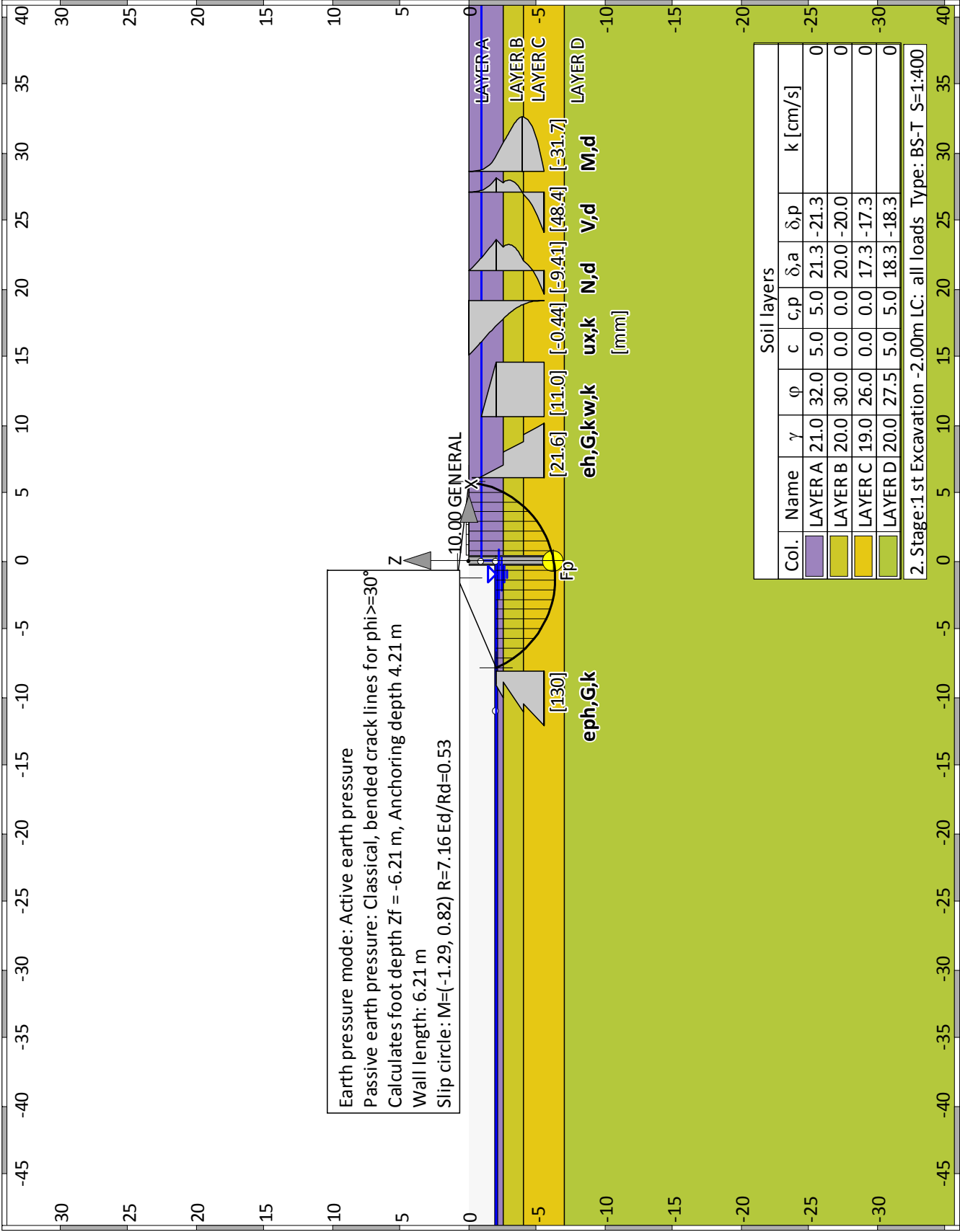
für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend

Summary of all stages

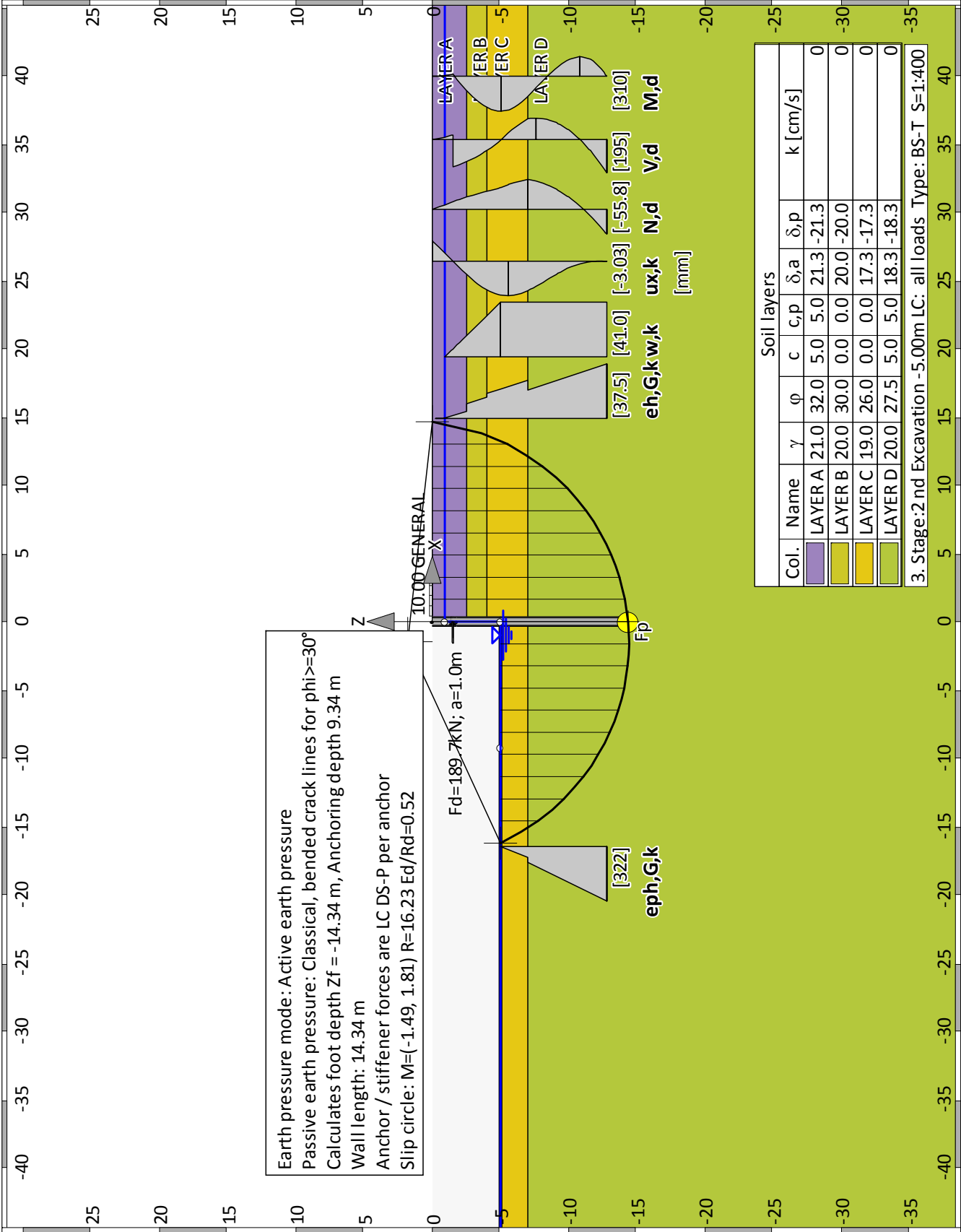
Construction stage 0 "Situation"



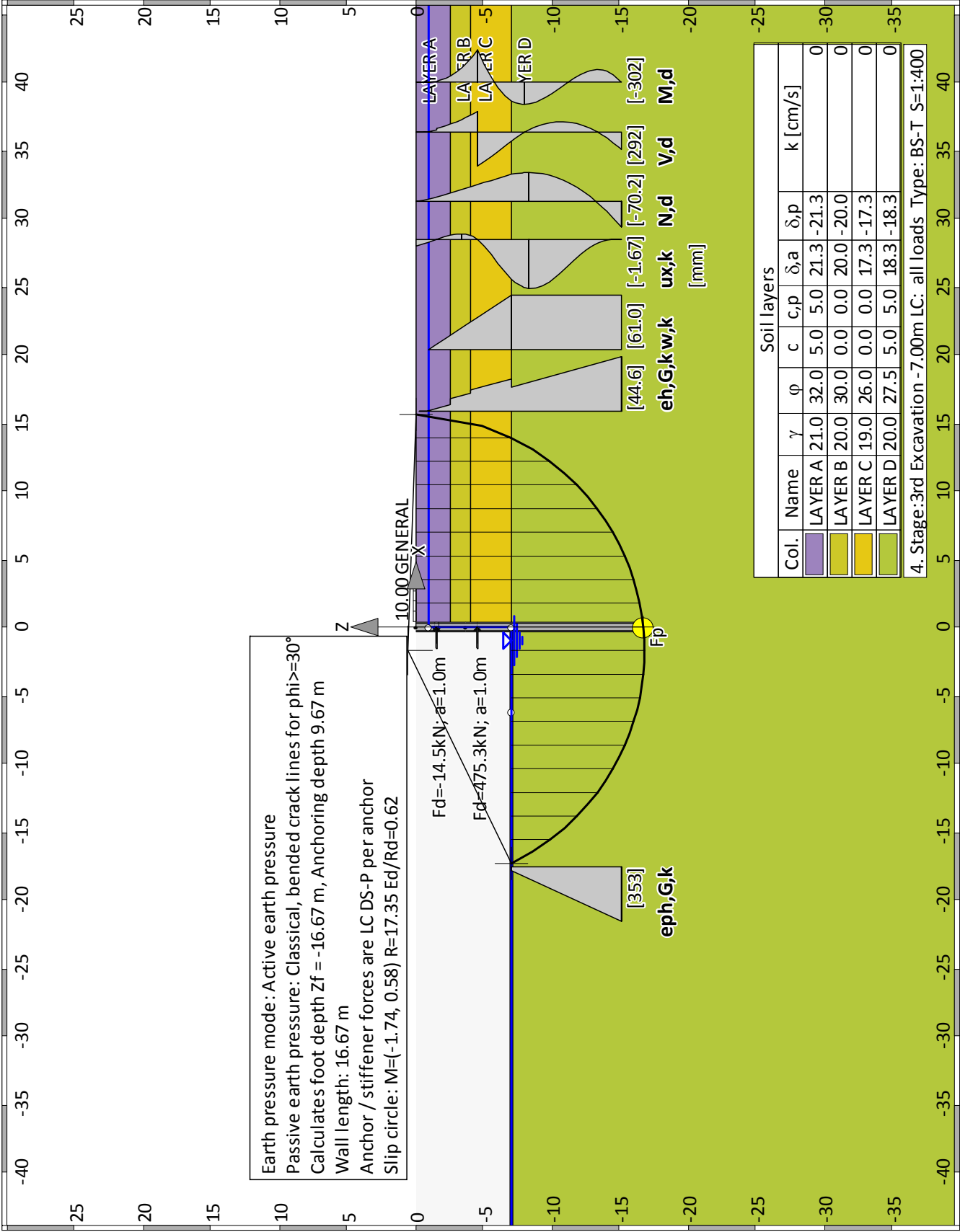
Construction stage 1 "1 st Excavation -2.00m"



Construction stage 2 "2 nd Excavation -5.00m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -7.00m"



profile: Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L430
steel grade: S 275

Dimensions and parameters shown in the drawing:

- Flange thickness: $t_f = 12.0 \text{ mm}$
- Web thickness: $t_w = 12.0 \text{ mm}$
- Flange width: $b = 708 \text{ mm}$
- Web height: $h = 750 \text{ mm}$
- Flange angle: $\beta = 90.0^\circ$
- Flange slope: $\text{tg} = 12.0 \text{ mm}$

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment max M1 = 309.78 [kNm] in phase: '2'

at $z_1 = -5.05$ [m]

all. N1 = -41.07 [kN]

Moment

M2 = -302.14 [kNm] in phase: '3'

at $z_2 = -4.50 \text{ [m]}$

all. N2 = -40.98 [kN]

Maximum of the shear force $\max Q = 292.48 \text{ [kN]}$ in phase: '3'

at $z3 = -4.50$ [m]

Moment = -302.14 [kNm]

all. N = -40.98 [kN]

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

gamma,M0: 1.00, gamma,M1: 1.10

beta,B: 1.00, beta,D: 1.00

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L430

A: 299.40 cm² I_y: 241800.00 cm⁴ W_{y,el}: 6450.00 cm³ W_{y,p1}: 7486.00 cm³

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 230 \text{ N/mm}^2$

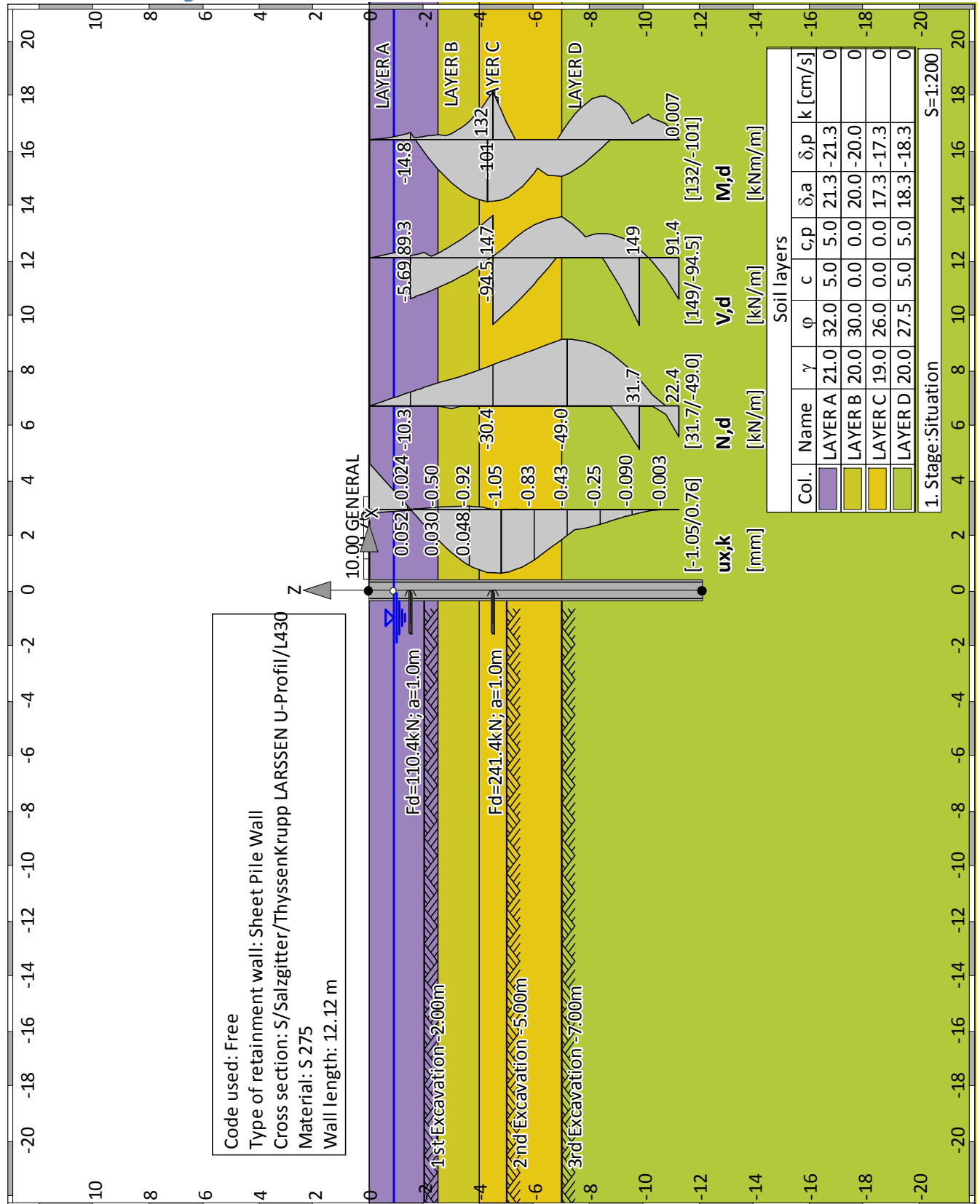
Cross section class = 3 ($b/t/eps = 594.0/12.0/1.011 = 49.0$)

*** Warning: f,yk was reduced to 230 N/mm2 to get a class 3 cross section!

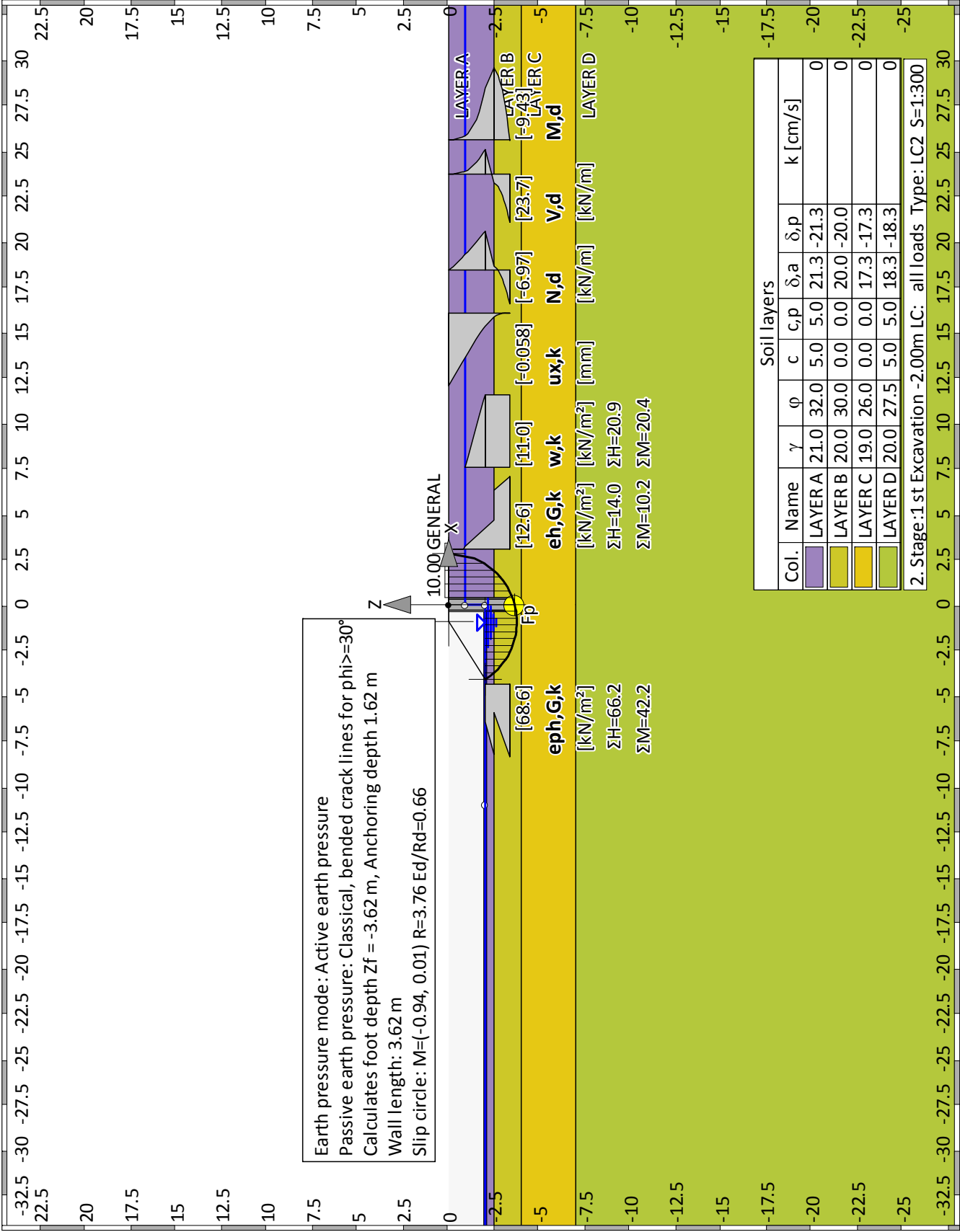
Shear buckling of the web (w,b): $hw/s/(72*\epsilon_s) = 369.00/12.00/72*1.01 = 42.3 \%$.

No further investg. req.

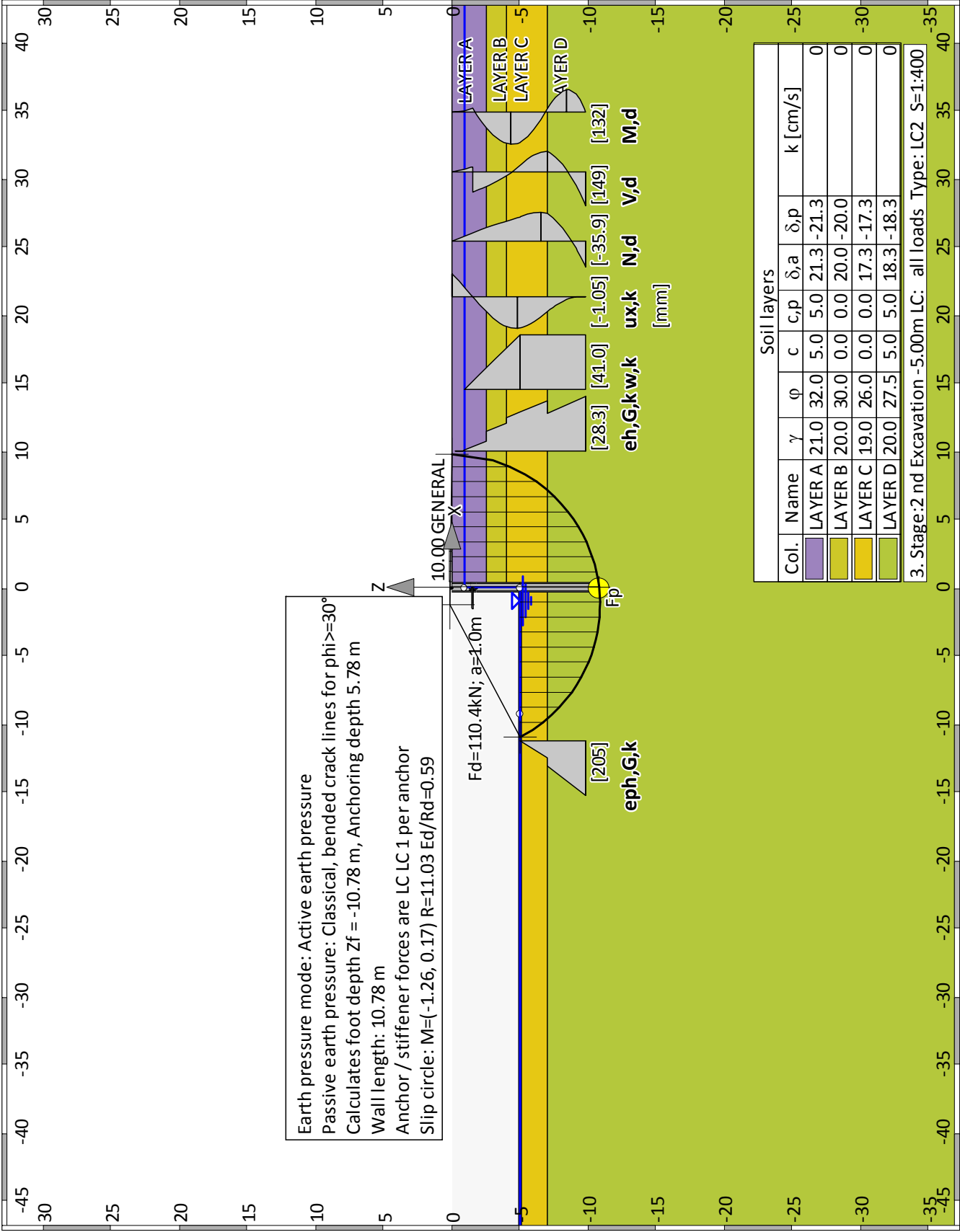
Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Summary of all stages**Construction stage 0 "Situation"**

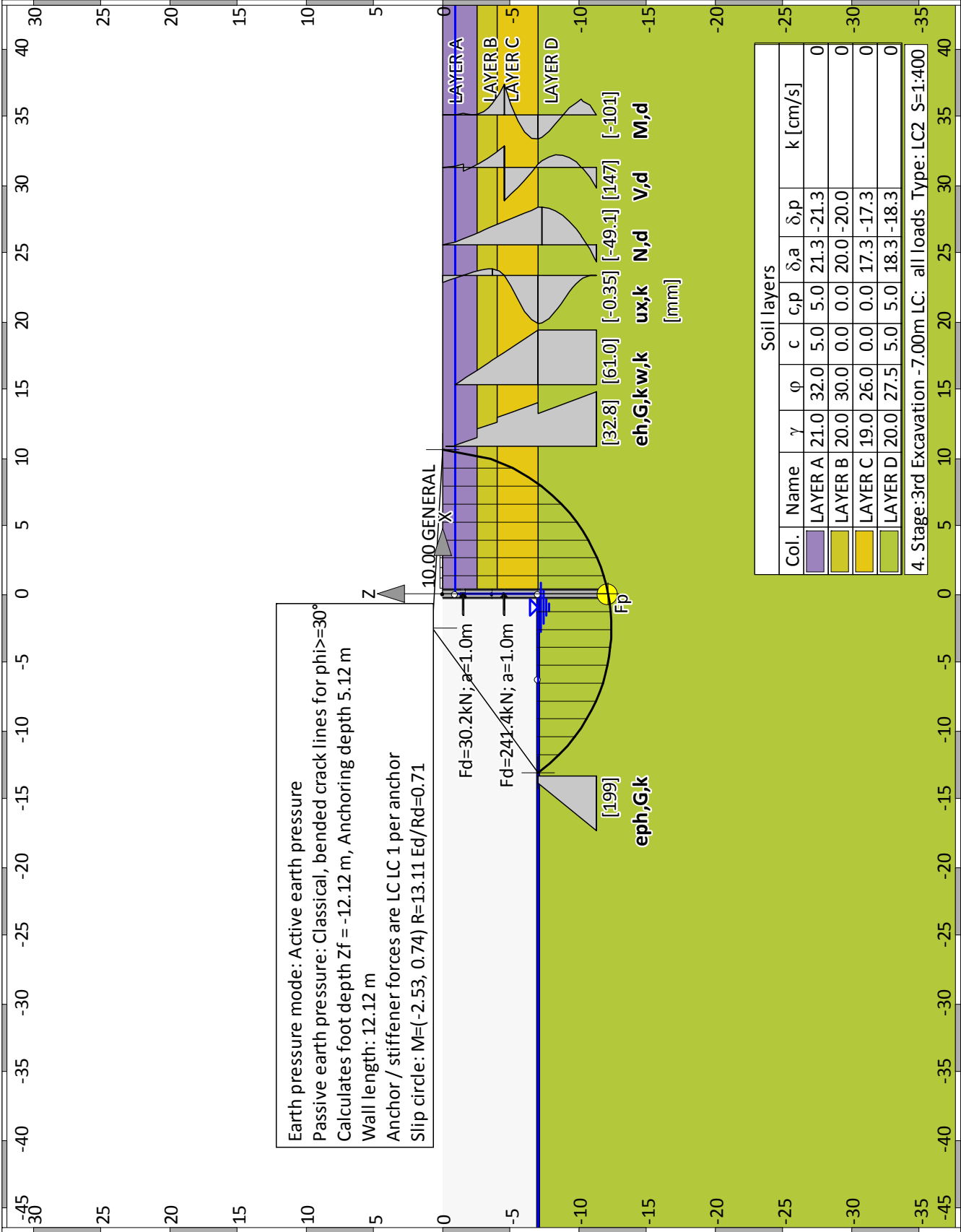
Construction stage 1 "1 st Excavation -2.00m"



Construction stage 2 "2 nd Excavation -5.00m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -7.00m"



profile: Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L430
steel grade: S 275

Dimensions and parameters shown in the drawing:

- Flange thickness: $t_f = 12.0 \text{ mm}$
- Web thickness: $t_w = 12.0 \text{ mm}$
- Flange width: $b = 708 \text{ mm}$
- Web height: $h = 750 \text{ mm}$
- Flange angle: $\beta = 90.0^\circ$
- Flange slope: $\text{tg} = 12.0 \text{ mm}$

SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E_d (per m wall):

Maximum of the moment max M1 = 131.51 [kNm] in phase: '2'

at $z_1 = -4.30$ [m]

all. N1 = -26.42 [kN]

Moment $M2 = -100.91 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'

at $z_2 = -4.50 \text{ [m]}$

all. N2 = -30.36 [kN]

Maximum of the shear force $\max Q = 146.94 \text{ [kN]}$ in phase: '3'

at $z3 = -4.50$ [m]

Moment = -100.91 [kNm]

all. N = -30.36 [kN]

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

gamma,M0: 1.00, gamma,M1: 1.10

beta,B: 1.00, beta,D: 1.00

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L430

A: 299.40 cm² I_y: 241800.00 cm⁴ W_{y,el}: 6450.00 cm³ W_{y,p1}: 7486.00 cm³

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 230 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 3 (b/t/eps = 594.0/12.0/1.011 = 49.0)

*** Warning: f_{yk} was reduced to 230 N/mm² to get a class 3 cross section!

Shear buckling of the web (w,b): $hw/s/(72*\epsilon_s) = 369.00/12.00/72*1.01 = 42.3 \%$.

No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ8	ASB Nr.:
Date: 11.01.2018	

Actions, Reactions:
 Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:
 X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -4.30 "2", l _{bk} = 6.50 m	131.51	-26.41	4.96						
	1483.50	1483.50	6886.20	1661.01	8.9	0.4	0.3	---	---
	21.27	230.00	0.40	230.00	0.9	0.0			
z: -4.50 "3", l _{bk} = 5.33 m	-100.91	-30.36	146.94						
	1483.50	1483.50	6886.20	1661.01	6.8	0.4	8.8	---	---
	16.66	230.00	11.75	230.00	0.5	0.8			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks
 Critical Stage: 3 "3"
 P_{max} = 75.00 [kN/crimp point]
 Z: -4.50/-7.00 = l_Q:2.50 [m]; M: |-100.91 - 77.97|=178.88 [kNm/m]
 I_y=241800 [cm⁴/m]; S_y=3750.000 [cm³/m]; b=0.708 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:
 $n_{req} = S_y / I_y * b^2 / 1 * M / (P_{max} * l_Q) = 2.1 [x/m] (dz=47.7 \text{ cm})$
 Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:
 $n_{req} = S_y / I_y * b^3 / 2 * M / (P_{max} * l_Q) = 1.6 [x/m] (dz=63.6 \text{ cm})$
 Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:
 $n_{req} = S_y / I_y * b^4 / 3 * M / (P_{max} * l_Q) = 1.4 [x/m] (dz=71.6 \text{ cm})$

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	
Record:	Page: 2

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x12		kaltgefertigt
f_y	235	N/mm ²
γ_{M1}	1.1	[-]
L_{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien		Imperfektionsbeiwert α
KSL	c	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N_{Ed}	2519.09 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$	
		2519.09 /	2842.67 = 0.89
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x12	kaltgefertigt
----------	---------------

D 406.4 mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t 12 mm *werden daraus ermittelt*

A	148.69 cm ²	I	28937.014 cm ⁴
G	116.72 kg/m	i	13.95 cm
g_k	1.15 kN/m	W_{el}	1424.07 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	933.596 cm ³
d/t	33.87 [-]	W_{pl}	1867.192 cm ³
A_v	94.66 cm ²	α_{pl/el}	1.3112 [-]

I_t	57820.50 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	---	------------

W_t 293.21 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der
gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
L_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	2519.09 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1										
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$	2519.09	/	2842.67	=	0.886	✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3) 3.3.1 a)

$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$	2842.67 kN	
χ	$0.89 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^2)^{0.5}]$	
Φ	$0.63 = 0,5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0,2) + \lambda_{quer}^2]$	
λ_{quer}	$0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0.5}$	
N_{cr}	$21351.14 = E I \pi^2 / L_{cr}^2$	
$N_{ed}/N_{cr} \leq 0,04$	0.12 <input checked="" type="checkbox"/>	Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen
$\lambda_{quer} \leq 0,2$	0.40 <input checked="" type="checkbox"/>	

6.3.1.2 (4)

6.3.1.4

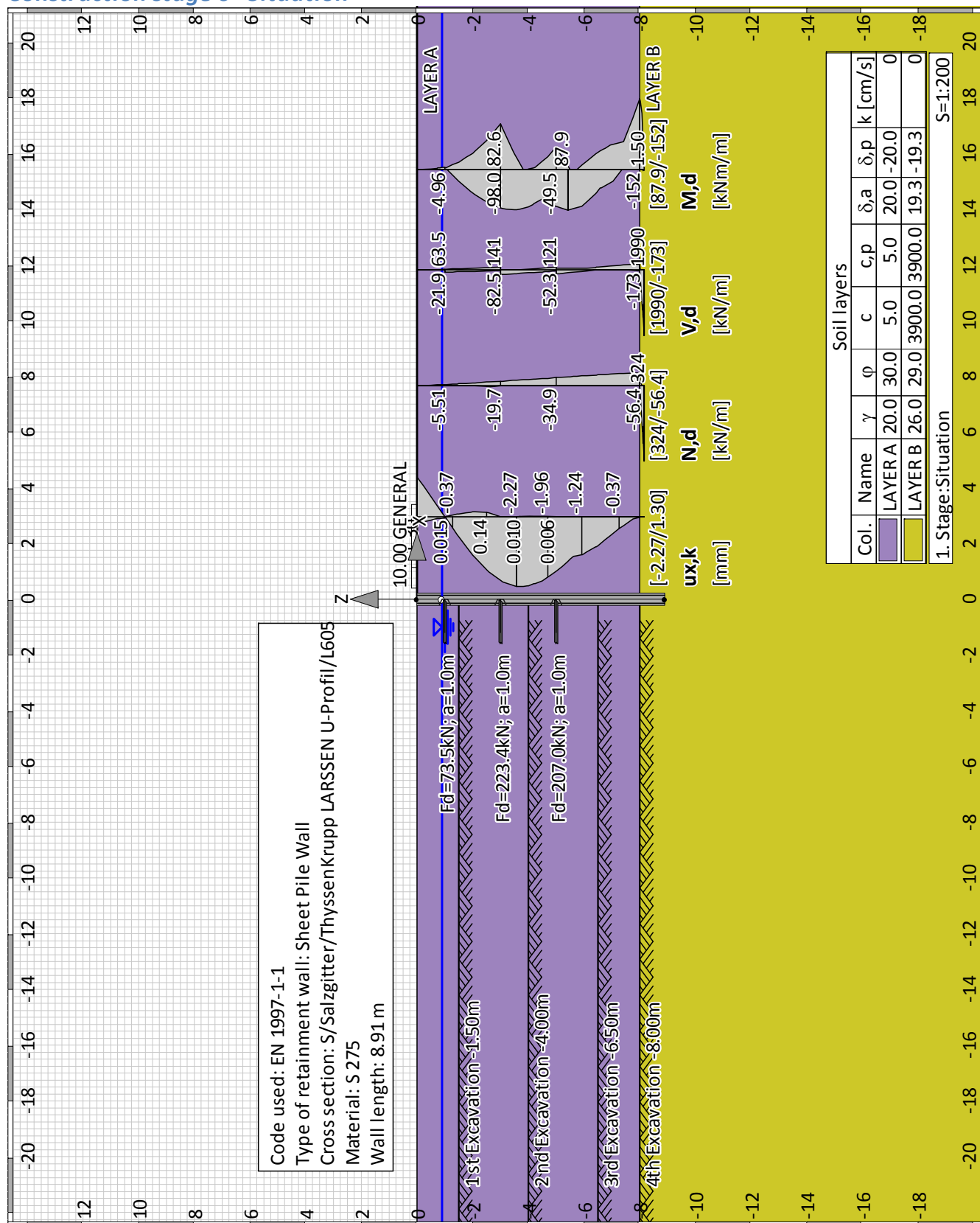
Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

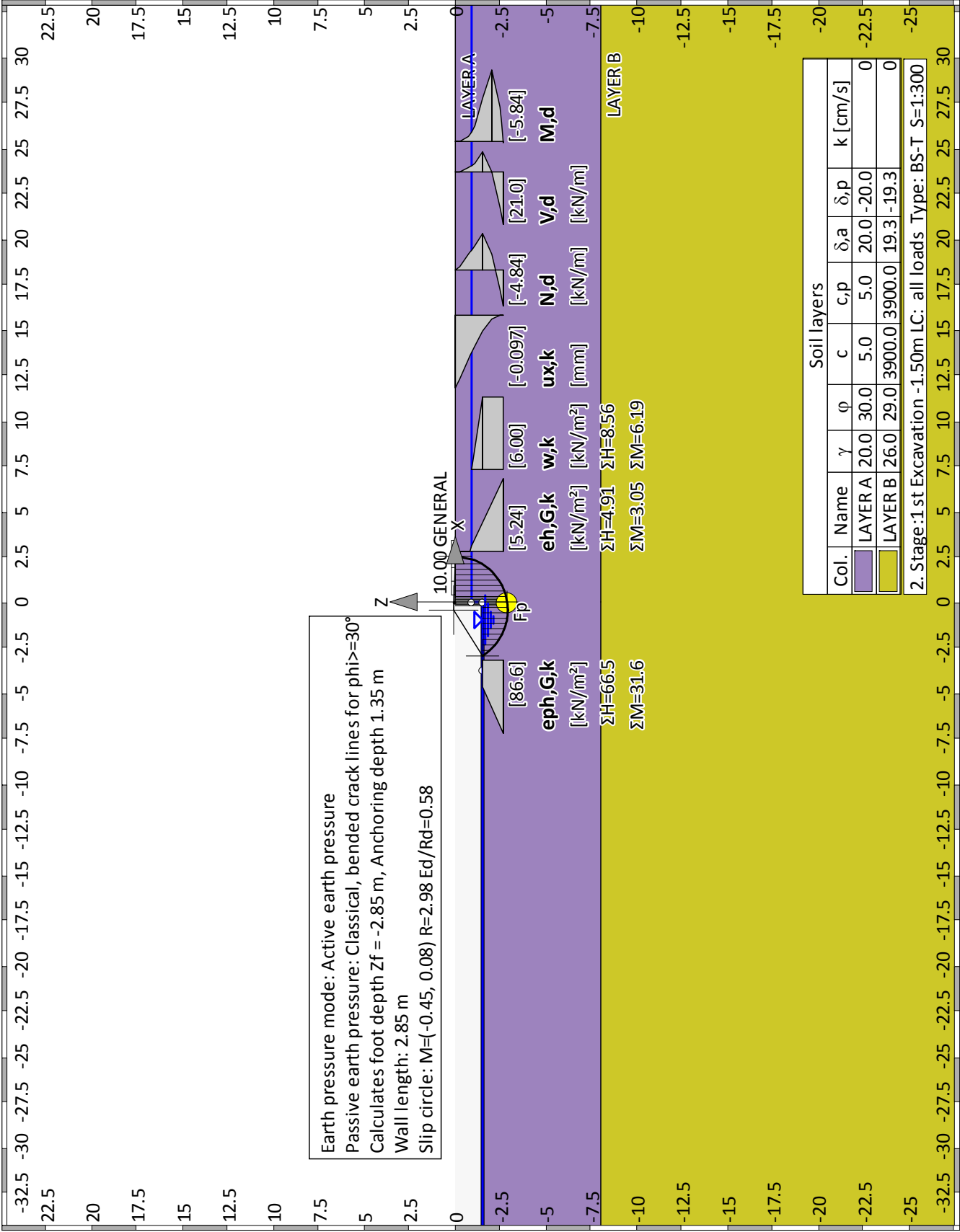
6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

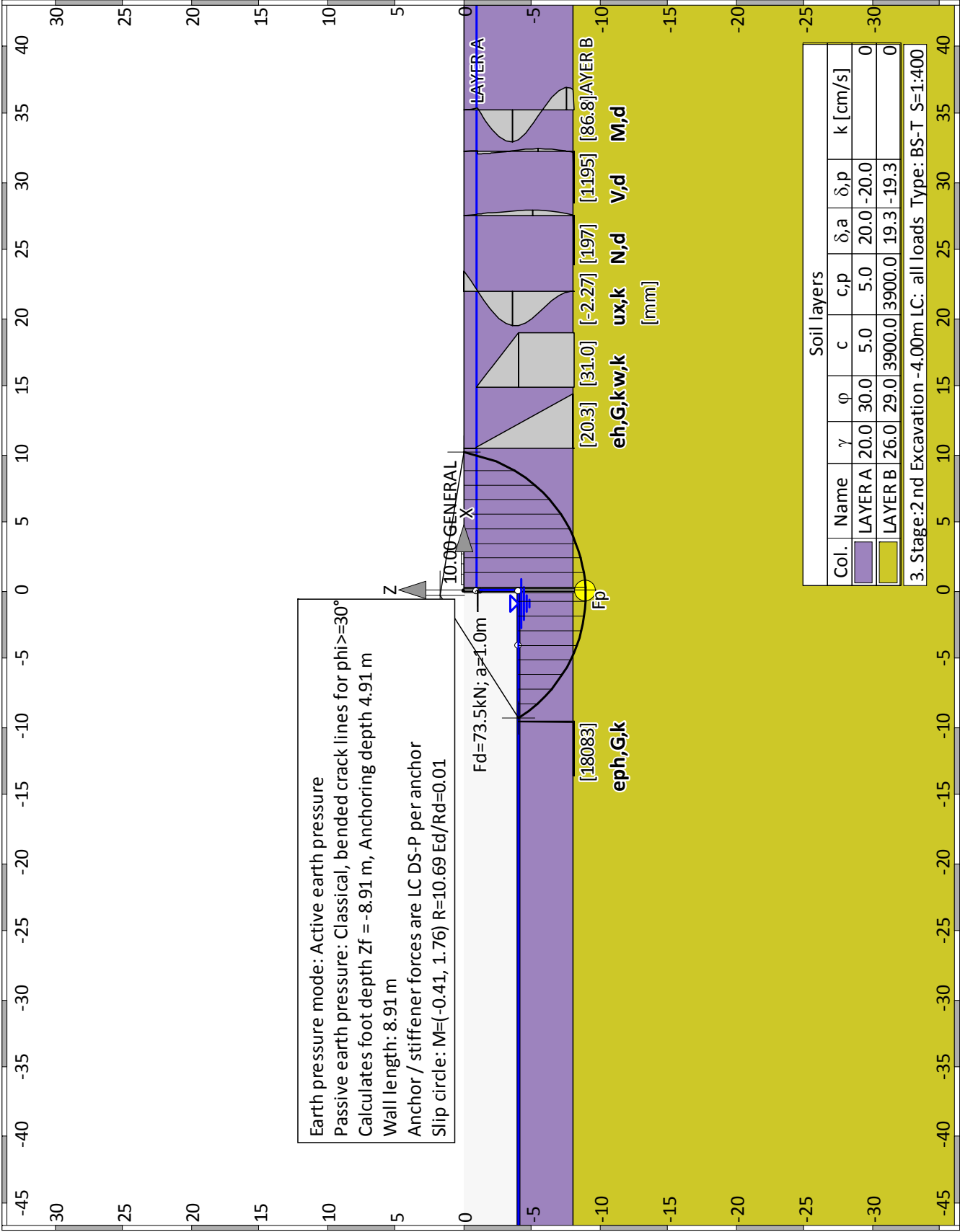
für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend

Summary of all stages**Construction stage 0 "Situation"**

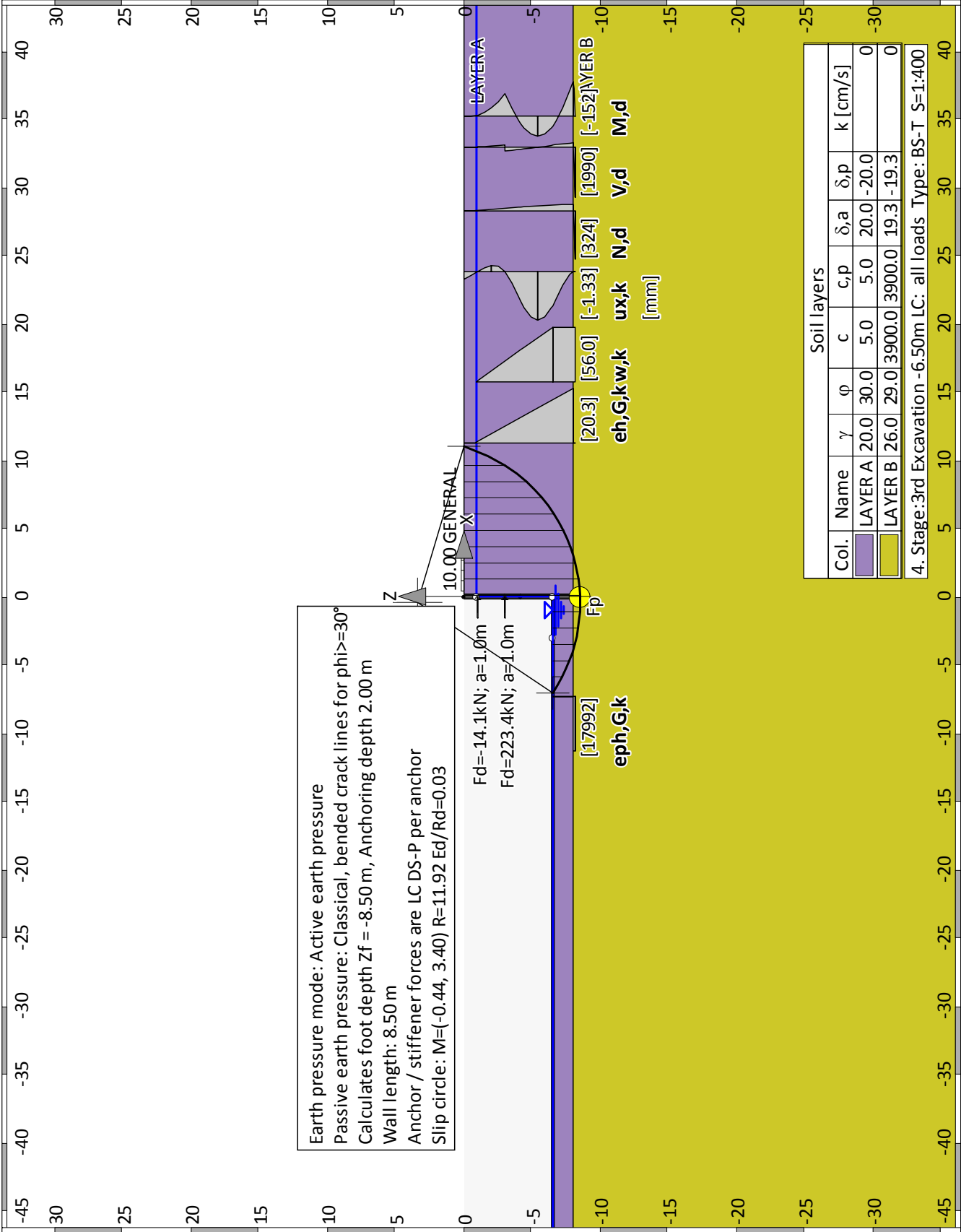
Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"



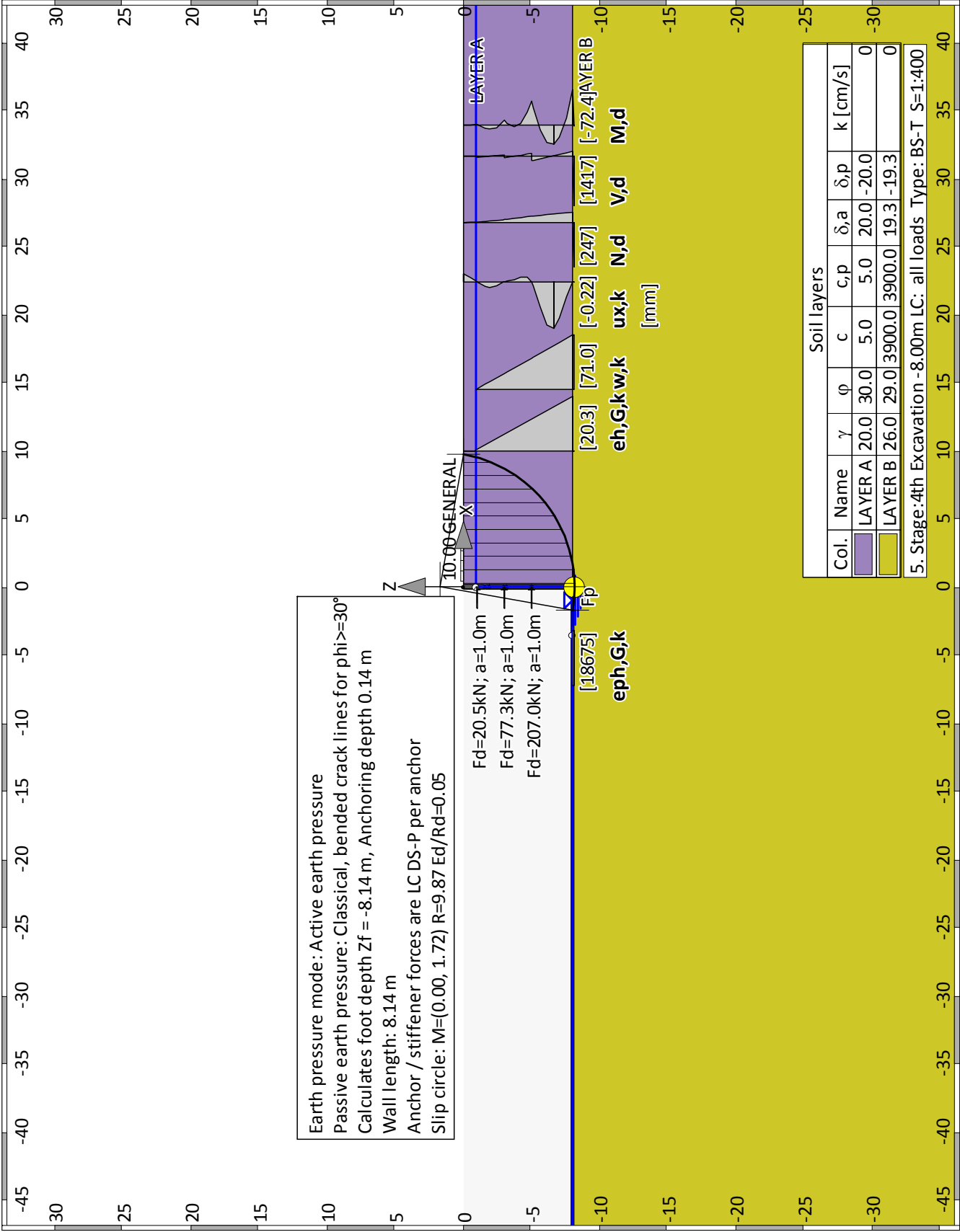
Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.00m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -6.50m"

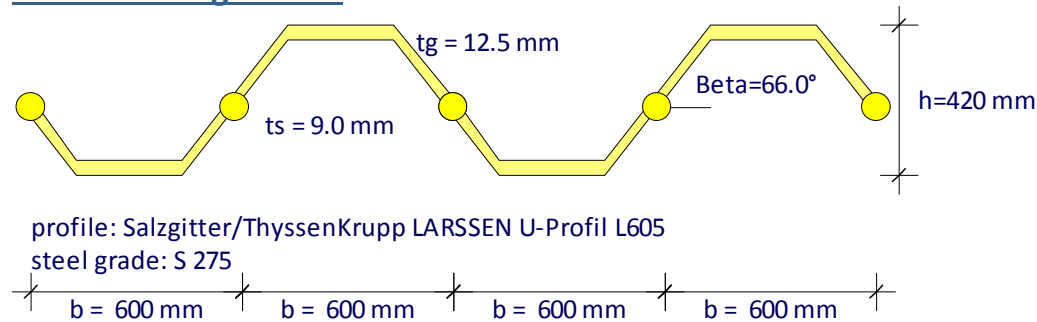


Construction stage 4 "4th Excavation -8.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΣΤΑΣΙΟ Δ9	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



profile: Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
steel grade: S 275

ULS GEO / STATIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 87.87 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
 at $z1 = -5.42 \text{ [m]}$
 all. $N1 = -35.11 \text{ [kN]}$
 Moment $M2 = -152.27 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
 at $z2 = -8.00 \text{ [m]}$
 all. $N2 = -45.94 \text{ [kN]}$
 Maximum of the shear force $\max Q = 708.65 \text{ [kN]}$ in phase: '4'
 at $z3 = -8.12 \text{ [m]}$
 Moment = 2.57 [kNm]
 all. $N = 246.98 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 $A = 177.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 42420.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 2020.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 2340.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 2 ($b/t/eps = 348.0/12.5/0.924 = 30.1$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72*eps) = 223.03/9.00/72*0.92 = 37.2 \%$
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ9	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action

Nd: Design normal force, action

Vd: Design shear force, action

M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.

M,cRd,red: Final design resistance for bending moment

N,c,Rd: Design resistance for normal force component

V,c,Rd: Design resistance for shear force

Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)

Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction

Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)

Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable

X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)

w,b: Shear-buckling of the web

MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -8.00 "3", lbk = 3.85 m	-152.27	-45.94	-173.36						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	23.7	0.9	17.9	---	---
	77.97	275.00	28.36	275.00	8.0	3.2			
z: -5.42 "3", lbk = 3.85 m	87.87	-35.11	1.80						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	13.7	0.7	0.2	---	---
	45.48	275.00	0.29	275.00	2.7	0.0			
z: -8.12 "4", lbk = 2.20 m	2.57	246.98	708.65						
	643.50	577.28	4875.75	970.49	0.4	5.1	73.0	---	---
	15.20	275.00	115.94	275.00	0.3	53.3			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 4 "4"

Pmax = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -8.00/-8.14 = lQ:0.14 [m]; M: |-72.41 - 2.57|=74.98 [kNm/m]

Iy=42420 [cm4/m]; Sy=1170.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*2/1 * M/(Pmax*lQ) = 23.3 [x/m] (dz=4.3 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

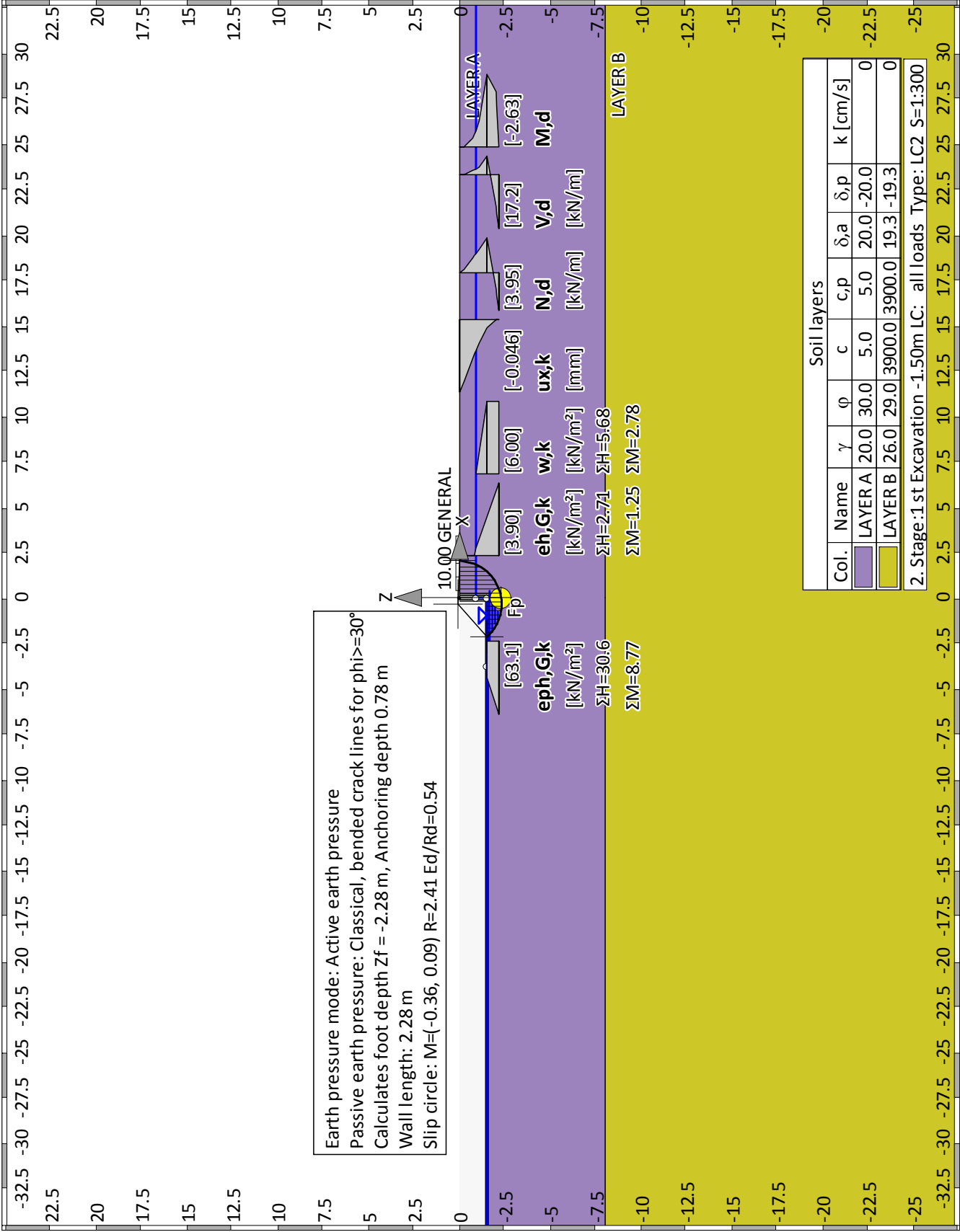
n,req = Sy/Iy * b*3/2 * M/(Pmax*lQ) = 17.5 [x/m] (dz=5.7 cm)

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

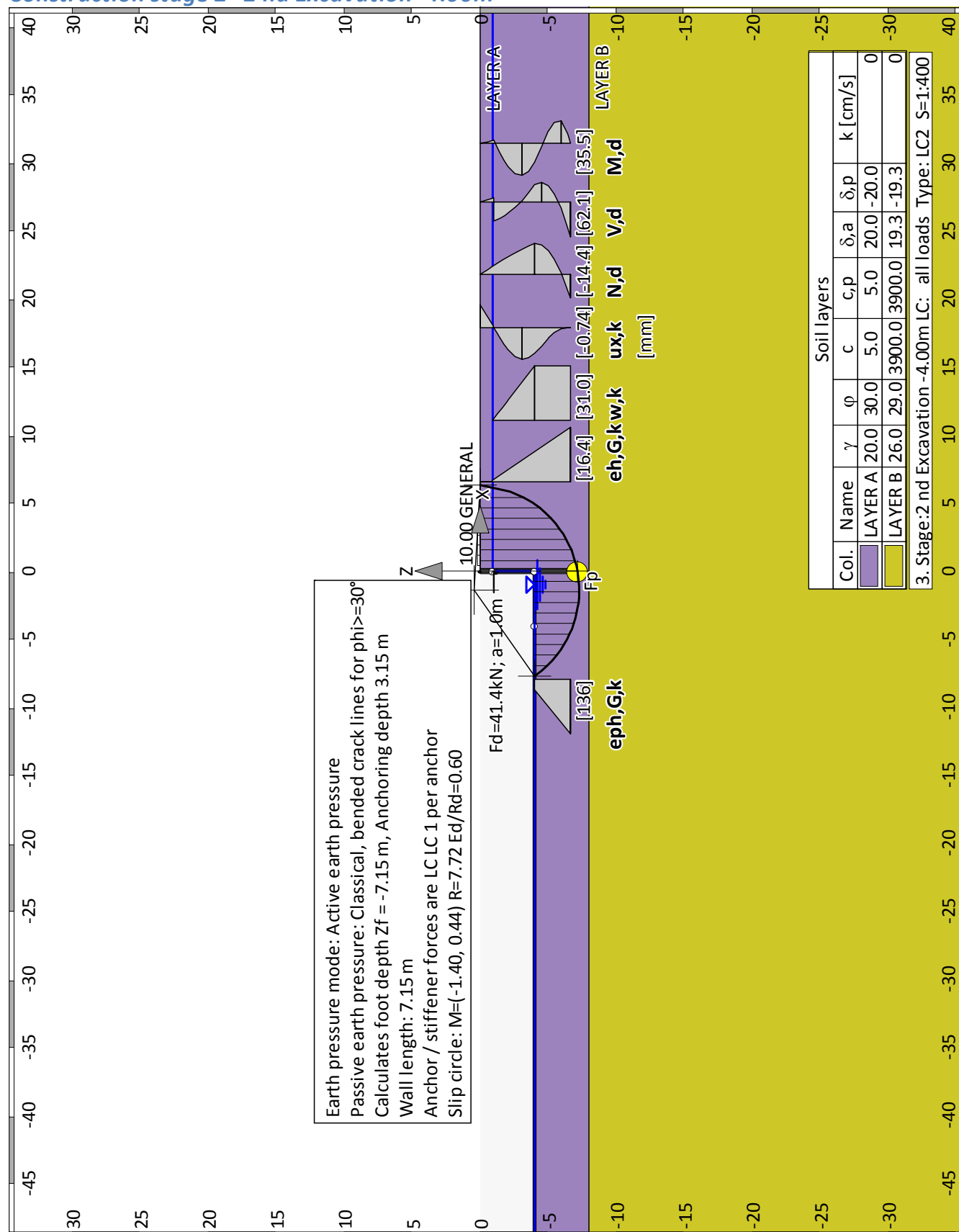
n,req = Sy/Iy * b*4/3 * M/(Pmax*lQ) = 15.5 [x/m] (dz=6.4 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΞΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	
Record:	Page: 2

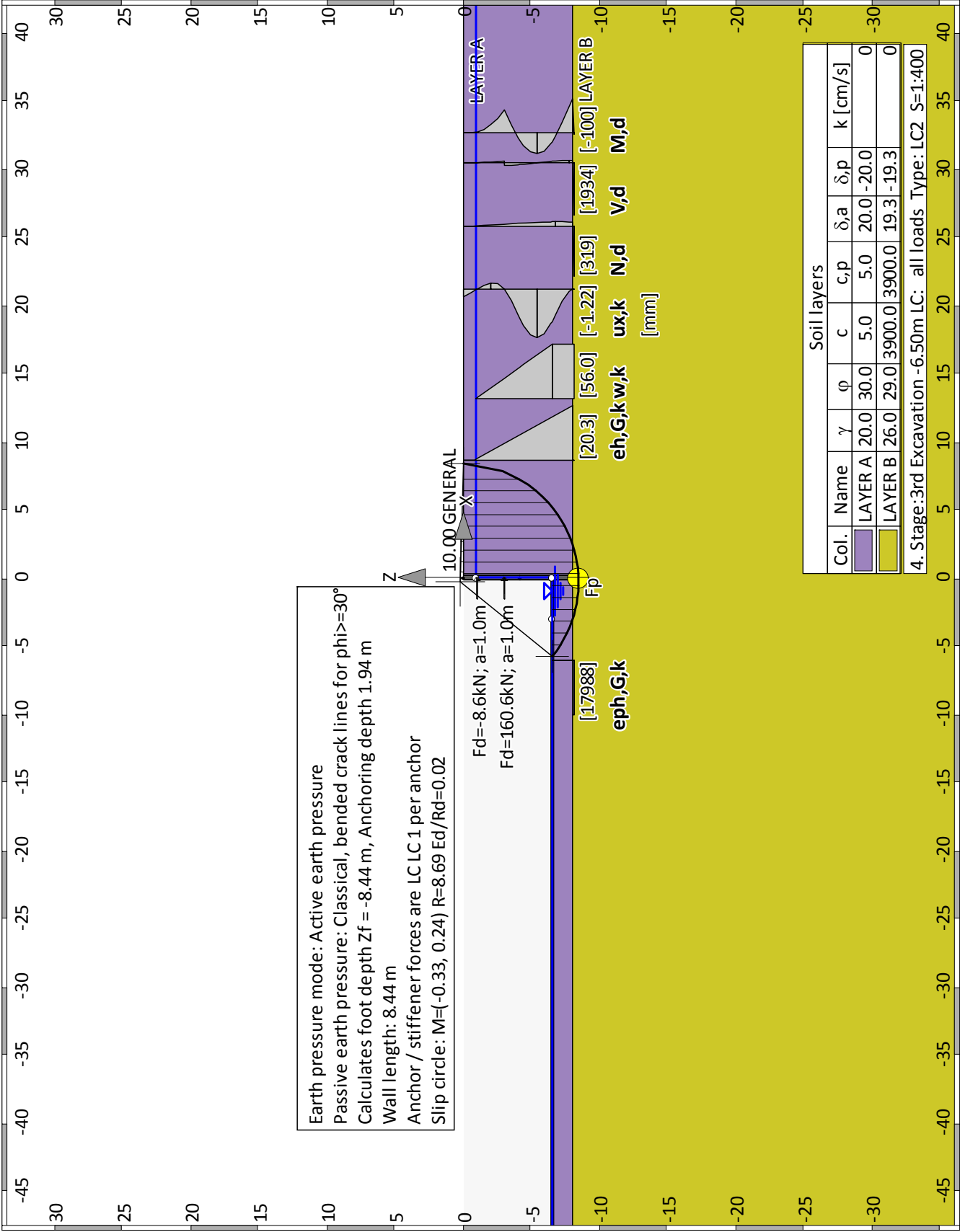
Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"



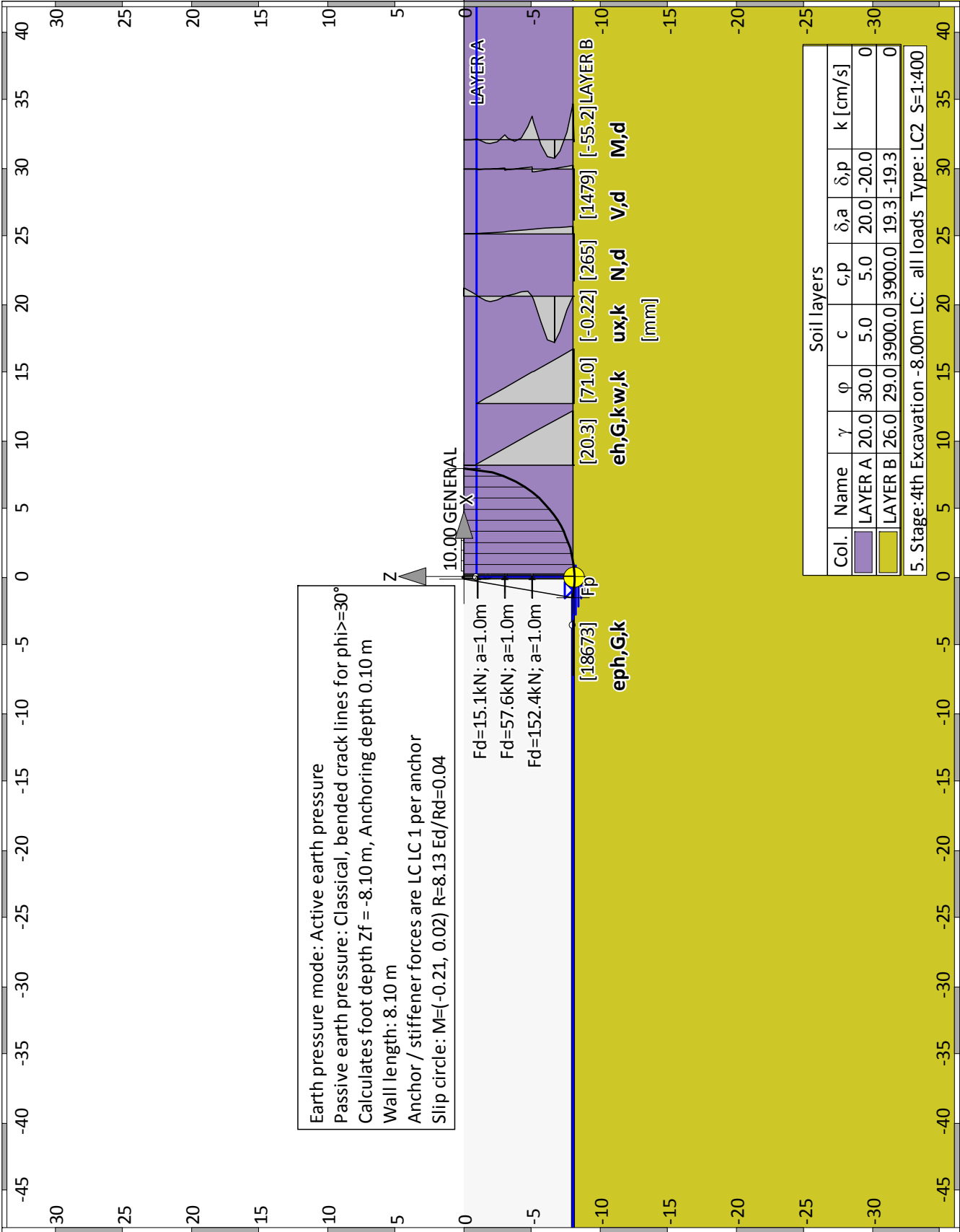
Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.00m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -6.50m"

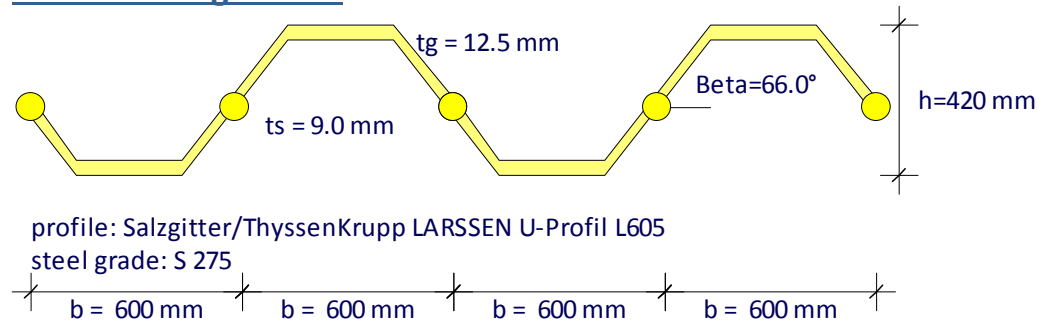


Construction stage 4 "4th Excavation -8.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΤΑΣΤΑΣΙΟ Δ9	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 61.63$ [kNm] in phase: '3'
 at $z1 = -5.42$ [m]
 all. $N1 = -26.01$ [kN]
 Moment $M2 = -100.43$ [kNm] in phase: '3'
 at $z2 = -8.00$ [m]
 all. $N2 = -27.24$ [kN]
 Maximum of the shear force $\max Q = 739.46$ [kN] in phase: '4'
 at $z3 = -8.09$ [m]
 Moment = 3.30 [kNm]
 all. $N = 265.10$ [kN]

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 $A = 177.30$ cm² $I_y = 42420.00$ cm⁴ $W_{y,el} = 2020.00$ cm³ $W_{y,pl} = 2340.00$ cm³

Steel: $E = 210000$ N/mm², $f_{yk} = 275$ N/mm²

Cross section class = 2 ($b/t/eps = 348.0/12.5/0.924 = 30.1$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72*eps) = 223.03/9.00/72*0.92 = 37.2$ %.
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΣΤΑΣΙΟ Δ9	ASB Nr.:
Date: 11.01.2018	

Actions, Reactions:
 Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:
 X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -8.00 "3", lbk = 3.81 m	-100.43	-27.24	-92.87						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	15.6	0.6	9.6	---	---
	51.26	275.00	15.19	275.00	3.5	0.9			
z: -5.42 "3", lbk = 3.81 m	61.63	-26.01	-1.63						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	9.6	0.5	0.2	---	---
	31.97	275.00	0.27	275.00	1.4	0.0			
z: -8.09 "4", lbk = 2.17 m	3.30	265.10	739.46						
	643.50	557.75	4875.75	970.49	0.6	5.4	76.2	---	---
	16.59	275.00	120.97	275.00	0.4	58.1			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks
 Critical Stage: 4 "4"
 Pmax = 75.00 [kN/crimp point]
 Z: -8.00/-8.09 = lQ:0.09 [m]; M: |-55.15 - 3.30|=58.45 [kNm/m]
 Iy=42420 [cm4/m]; Sy=1170.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:
 $n_{req} = Sy/Iy * b^2/1 * M/(Pmax * lQ) = 30.0$ [x/m] (dz=3.3 cm)
 Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:
 $n_{req} = Sy/Iy * b^3/2 * M/(Pmax * lQ) = 22.5$ [x/m] (dz=4.4 cm)
 Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:
 $n_{req} = Sy/Iy * b^4/3 * M/(Pmax * lQ) = 20.0$ [x/m] (dz=5.0 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ Block: SEISMIC LOADING Record:	Archive No.:
--	--------------

Page: 2

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x6		kaltgefertigt
f _y	235	N/mm ²
γ _{M1}	1.1	[-]
L _{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien		Imperfektionsbeiwert α
KSL	c	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N _{Ed}	1184.02 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		N _{Ed} / N _{b,Rd,y} ≤ 1,0	1184.02 / 1448.01 = 0.82
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x6	kaltgefertigt
---------	---------------

D 406.4 mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t 6 mm *werden daraus ermittelt*

A	75.47 cm ²	I	15128.325 cm ⁴
G	59.25 kg/m	i	14.16 cm
g_k	0.58 kN/m	W_{el}	744.50 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	480.996 cm ³
d/t	67.73 [-]	W_{pl}	961.993 cm ³
A_v	48.05 cm ²	α_{pl/el}	1.2921 [-]

I_t	30249.86 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	---	------------

W_t 151.10 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
L_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	1184.02 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1				
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$
				1184.02 / 1448.01 = 0.818 ✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3)

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$
$$\chi = 0.90 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^{2,0.5})^{0.5}]$$
$$\Phi = 0.63 = 0.5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0.2) + \lambda_{quer}^2]$$
$$\lambda_{quer} = 0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0.5}$$
$$N_{cr} = 11162.41 = EI \pi^2 / L_{cr}^2$$

3.3.1 a)

6.3.1.2 (4)

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0.04$$
$$\lambda_{quer} \leq 0.2$$

Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen

6.3.1.4

Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend