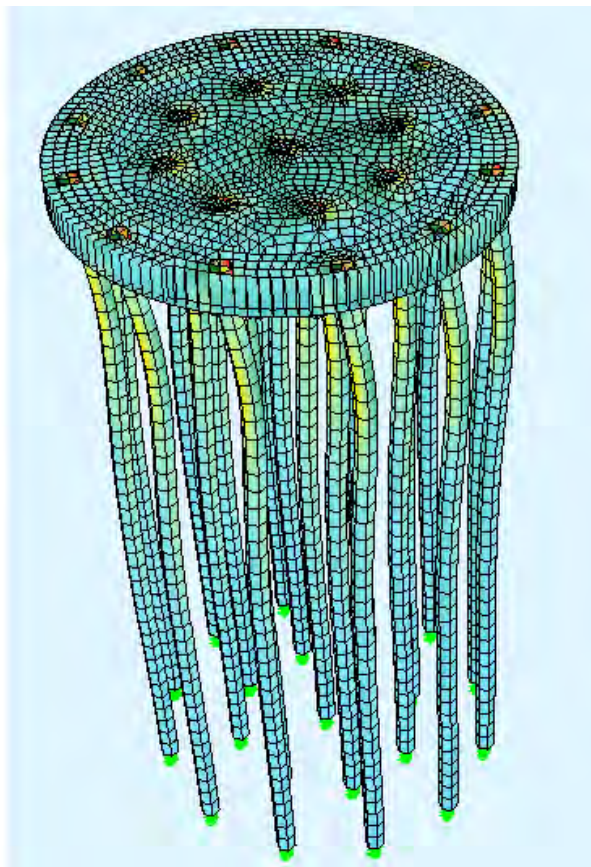




**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗΣ ΣΧΟΛΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΣ ΑΥΤΟΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ ΚΑΙ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΕΩΝ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7**

**Εκπόνηση: Φελέκης Κωνσταντίνος
Επιβλέπων: Κωμοδρόμος Αιμίλιος, Καθηγητής Π.Θ.**

**ΒΟΛΟΣ
2013**

στη μνήμη του πατέρα μου

Η παρούσα Διπλωματική Εργασία πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο των υποχρεώσεών μου για το προπτυχιακό πρόγραμμα του τμήματος των Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας κατά το ακαδημαϊκό έτος 2012-2013.

Πριν την παρουσίαση των αποτελεσμάτων της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αισθάνομαι την υποχρέωση να ευχαριστήσω ορισμένους από τους ανθρώπους που γνώρισα, συνεργάστηκα μαζί τους και έπαιξαν πολύ σημαντικό ρόλο στην εκπόνησή της.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Κωμοδρόμο Αιμίλιο για την εμπιστοσύνη και το ενδιαφέρον που έδειξε τόσο κατά την ανάθεση της εργασίας, όσο και κατά τη διάρκεια διεξαγωγής των μαθημάτων του προπτυχιακού προγράμματος.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ αξίζει πραγματικά στη Μέλλω Παπαδοπούλου για τη σημαντική βοήθεια που μου προσέφερε καθώς και για το ενδιαφέρον της καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας μου.

Επίσης θέλω να ευχαριστήσω όλους τους φίλους και συναδέλφους μου τόσο για τα όμορφα φοιτητικά και μη χρόνια που περάσαμε μαζί όσο και για την ηθική υποστήριξη και κατανόησή τους, ιδιαίτερα κατά τη διάρκεια των τελευταίων μηνών της προσπάθειάς μου.

Βέβαια το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένειά μου, της οποίας η πίστη στις δυνατότητές μου αποτέλεσε αρωγός σε όλους τους στόχους και τα όνειρά μου, όπου με στερήσεις, στηρίζει τις προσπάθειές μου καθ' όλη τη διάρκεια των μαθητικών αλλά και ακαδημαϊκών μου σπουδών.

Φελέκης Κωνσταντίνος

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1. Εισαγωγή	1
1.1. Γενικά περί δεξαμενών	1
1.1.1. Υλικό κατασκευής	2
1.1.2. Σχήμα	3
1.1.3. Στατικό σύστημα	3
1.1.3.1. Οροφή	3
1.1.3.2. Βάση	5
1.1.3.3. Κέλυφος	5
1.2. Θεμελιώσεις	7
1.2.1. Επιφανειακές (αβαθείς) θεμελιώσεις	7
1.2.1.1. Μεμονωμένα πέδιλα	8
1.2.1.2. Πεδιλοδοκοί	8
1.2.1.3. Γενική κοιτόστρωση	9
1.2.2. Βαθείς θεμελιώσεις	10
1.2.2.1. Πάσσαλοι	10
1.2.2.2. Φρέατα	12
1.2.2.3. Καταδυόμενα κιβώτια	12
2. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων	13
2.1. Γενικά	13
2.2. Πεπερασμένα στοιχεία κελύφων	17
2.2.1. Εισαγωγή	17
2.2.2. Γεωμετρία στοιχείου κελύφους	18
2.2.3. Επίπεδα ορθογωνικά και τριγωνικά στοιχεία κελύφους	21
2.2.4. Φορτία στοιχείων και συνδυασμοί φορτίσεων	24
2.3. Αξιοπιστία της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων	27
2.4. Η μέθοδος του χωρικού πλαισίου	28
3. Γενική παρουσίαση του προβλήματος	30
3.1. Αντικείμενο της εργασίας	30
3.2. Τεχνικά χαρακτηριστικά	32
3.3. Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας πασσάλων	35
3.3.1. Απόκριση υπό κατακόρυφη φόρτιση	35
3.3.2. Απόκριση υπό οριζόντια φόρτιση	37

4. Ανάλυση του φορέα και αποτελέσματα της ανάλυσης	38
4.1. Επίλυση του προβλήματος	38
4.1.1. Έλεγχος πασσάλων	39
4.2. Παρουσίαση αποτελεσμάτων για τους πασσάλους	40
4.2.1. Δράσεις και οπλισμοί κάμψης	40
4.2.2. Δράσεις και οπλισμοί διάτμησης	45
4.2.3. Αξονικές δυνάμεις	47
4.3. Παρουσίαση αποτελεσμάτων για την πλάκα-κεφαλόδεσμο	49
4.3.1. Οπλισμοί πλάκας	49
4.3.2. Δράσεις στην πλάκα	53
5. Συμπεράσματα	65
5.1. Συμπεράσματα για τους πασσάλους	65
5.2. Συμπεράσματα για την πλάκα-κεφαλόδεσμο	66
Βιβλιογραφία	73

Παράρτημα Α: Σχηματική απεικόνιση του φορέα και της προσομοίωσής του

Παράρτημα Β: Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας πασσάλου $\Phi 100$, μήκους 36m κατά DIN 4014 & EN 1997-1

Παράρτημα Γ: Οριζόντια απόκριση πασσάλου για την κάθε στρώση

Παράρτημα Δ: Διαγράμματα ισοτιμών των δράσεων και των οπλισμών της πλάκας-κεφαλόδεσμου

ΠΙΝΑΚΑΣ ΚΥΡΙΟΤΕΡΩΝ ΣΥΜΒΟΛΩΝ

A_b	: Εμβαδόν βάσης του πασσάλου
γ	: Ειδικό βάρος του εδάφους
C	: Περίμετρος πασσάλου
c	: Συνοχή του εδάφους
c_a	: Συνάφεια στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους
c_u	: Συνοχή του εδάφους στην αιχμή του πασσάλου υπό αστράγγιστες συνθήκες
c_{uk}	: Χαρακτηριστική τιμή αστράγγιστης διατμητικής αντοχής
d	: Απόσταση μεταξύ των κέντρων δύο διαδοχικών πασσάλων
D	: Διάμετρος του πασσάλου
E	: Μέτρο ελαστικότητας
η	: Συντελεστής απόδοσης ομάδας πασσάλων
K_G	: Δυσκαμψία ομάδας πασσάλων
K_{sL}	: Δυσκαμψία μεμονωμένου πασσάλου
λ	: Αριθμός των πασσάλων στην ομάδα
L	: Μήκος πασσάλου
n	: Συντελεστής ασφάλειας κατά DIN
n_c	: Αριθμός των στηλών των πασσάλων που έχει η ομάδα
n_n	: Συνολικός αριθμός των πασσάλων που αποτελούν την ομάδα
n_r	: Αριθμός των σειρών των πασσάλων που έχει η ομάδα
P	: Φορτίο που ασκείται στους πασσάλους
q_{bk}	: Χαρακτηριστική τιμή αντίστασης αιχμής
q_c	: Αντίσταση αιχμής στατικού πενετρομέτρου
q_{sik}	: Χαρακτηριστική τιμή οριακής παράπλευρης αντίστασης
Q_u	: Φέρουσα ικανότητα μεμονωμένου πασσάλου
Q_{ug}	: Φέρουσα ικανότητα ομάδας πασσάλων
R	: Οριακή αντίσταση πασσάλου
R_a	: Συντελεστής επαύξησης καθιζήσεων
R_b	: Οριακή αντίσταση αιχμής
R_s	: Οριακή παράπλευρη αντίσταση
S	: Καθίζηση πασσάλου
s	: Ανηγγόμενη αξονική απόσταση πασσάλων ως προς τη διάμετρο τους
S_{mLs}	: Καθίζηση μεμονωμένου πασσάλου
S_{mG}	: Καθίζηση της ομάδας των πασσάλων
S_{ns}	: Ανηγγόμενη καθίζηση μεμονωμένου πασσάλου
S_{nG}	: Ανηγγόμενη καθίζηση της ομάδας των πασσάλων
σ_n	: Ορθή τάση στη διεπιφάνεια εδάφους-πασσάλου

- σ_v : Κατακόρυφη γεωστατική τάση
 σ'_v : Ενεργός κατακόρυφη γεωστατική τάση
 σ_{vb} : Κατακόρυφη τάση στη βάση του πασσάλου
 σ'_{vb} : Ενεργός κατακόρυφη τάση στη βάση του πασσάλου
 τ_α : Διατμητική αντοχή παράπλευρης επιφάνειας
 t : Πάχος κεφαλόδεσμου
 φ_α : Γωνία τριβής μεταξύ πασσάλου και εδάφους
 φ'_α : Γωνία τριβής μεταξύ πασσάλου και εδάφους υπό συνθήκες στράγγισης
 φ : Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους
 φ' : Ενεργός γωνία τριβής για αργιλικό σχηματισμό
 N_c
 N_v : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας
 N_q

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Εισαγωγή

1.1 Γενικά περί δεξαμενών

Δεξαμενές κατασκευάζονται σε όλο τον κόσμο και χρησιμεύουν κυρίως στην αποθήκευση υγρών όπως νερό, που χρησιμοποιείται για ύδρευση και κατάσβεση πυρκαγιών, αποθήκευση πετρελαίου, και άλλων καυσίμων. Δεξαμενές χρησιμοποιούνται ακόμη και για την αποθήκευση συμπιεσμένων αερίων (φυσικού αερίου). Υπάρχουν υπόγειες, επίγειες και υπερυψωμένες δεξαμενές. Οι δεξαμενές μπορεί να διαφέρουν στο υλικό κατασκευής, στο σχήμα και τον τρόπο που τοποθετούνται (οριζόντια ή κατακόρυφα). Η παρούσα εργασία επικεντρώνεται στις επίγειες, οριζόντιες, κυλινδρικές δεξαμενές από οπλισμένο σκυρόδεμα και συγκεκριμένα στην διαστασιολόγηση της θεμελίωσής τους.



Σχήμα 1.1: Υπερυψωμένη δεξαμενή νερού στο Colorado των Ηνωμένων Πολιτειών

Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας κατά το σχεδιασμό δεξαμενών είναι ο σεισμός. Οι δεξαμενές, λόγω της σημασίας που έχουν στην εξυπηρέτηση βασικών αναγκών, είναι απαραίτητο να παραμένουν λειτουργικές και μετά από ένα σεισμό. Η σεισμική συμπεριφορά, κυρίως των δεξαμενών που εδράζονται στο έδαφος, έχει γίνει αντικείμενο μελέτης πολλών ερευνητών.

1.1.1 Υλικό κατασκευής

Για την κατασκευή δεξαμενών χρησιμοποιείται κυρίως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα, όμως δεν είναι σπάνια και η χρήση άλλων υλικών όπως το πλαστικό. Οι πρώτες υπερυψωμένες δεξαμενές ήταν κατασκευασμένες από ξύλο σε υποστυλώματα από πέτρα ή τούβλα. Αργότερα περιορισμοί στο μέγεθος, την ανθεκτικότητα αλλά και λόγοι υγιεινής οδήγησαν στο να χρησιμοποιείται κυρίως ο χάλυβας για την κατασκευή των υπερυψωμένων δεξαμενών νερού. Χάλυβας, σε συνδυασμό με σκυρόδεμα για την κατασκευή της πλάκας έδρασης του χαλύβδινου κελύφους, χρησιμοποιείται συνήθως και στις δεξαμενές που εδράζονται στο έδαφος.



Σχήμα 1.2: Επίγεια κυκλική δεξαμενή από οπλισμένο σκυρόδεμα

1.1.2 Σχήμα

Οι δεξαμενές που εδράζονται στο έδαφος είναι κυλινδρικές ή ορθογωνικές, ενώ οι υπερυψωμένες δεξαμενές μπορεί να είναι σφαιρικές, κυλινδρικές ή κωνικές. Η χωρητικότητα των δεξαμενών κυμαίνεται από κάποιες δεκάδες μέχρι μερικές χιλιάδες κυβικά μέτρα. Η μεγαλύτερη επίγεια δεξαμενή βρίσκεται στην Οσάκα της Ιαπωνίας, έχει χωρητικότητα 180000 m³ και χρησιμοποιείται για την αποθήκευση υγροποιημένου φυσικού αερίου.

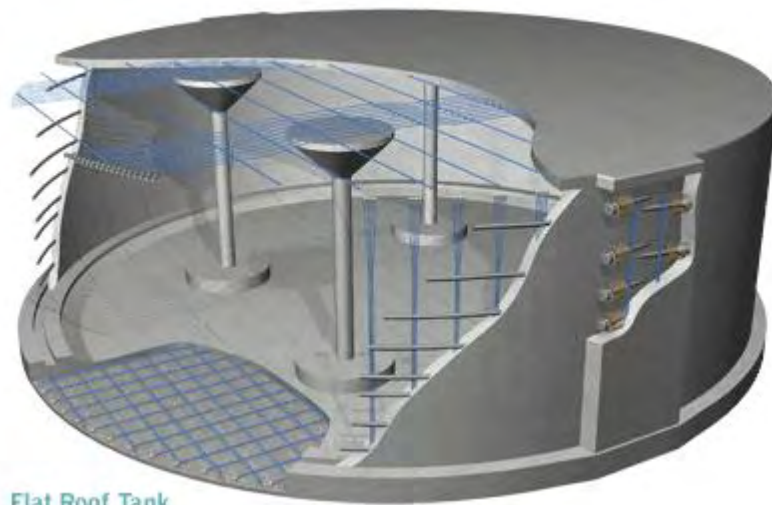


Σχήμα 1.3: Επίγεια ορθογωνική δεξαμενή από οπλισμένο σκυρόδεμα

1.1.3 Στατικό σύστημα

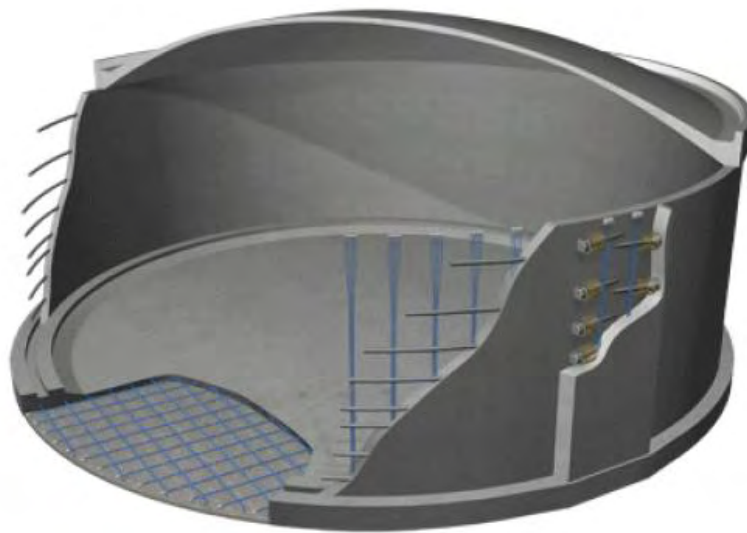
1.1.3.1 Οροφή

Η οροφή των δεξαμενών μπορεί να είναι οριζόντια, κωνική, σε σχήμα ομπρέλας ή να έχει τη μορφή θόλου. Υπάρχουν δεξαμενές με διπλή οροφή, από τις οποίες η μία μπορεί να κινείται. Όσον αφορά τη στήριξή της μπορεί να είναι αυτοστηριζόμενη, ή να στηρίζεται σε ένα σύστημα δοκών και υποστυλωμάτων. Οι αυτοστηριζόμενες οροφές είναι συγκολλημένες στο κέλυφος και κατασκευάζονται όταν είναι επιθυμητό να είναι ελεύθερο το εσωτερικό της δεξαμενής. Στα σχήματα (1.3) και (1.4) φαίνονται δεξαμενές από σκυρόδεμα με οριζόντια οροφή και οροφή σε μορφή θόλου αντίστοιχα.



Flat Roof Tank

Σχήμα 1.4: Δεξαμενή από σκυρόδεμα με οριζόντια οροφή στηριζόμενη σε υποστυλώματα



Σχήμα 1.5: Δεξαμενή από σκυρόδεμα με αυτοστηριζόμενη οροφή σε σχήμα θόλου

1.1.3.2 Βάση

Η βάση των δεξαμενών μπορεί να είναι οριζόντια για δεξαμενές με σχετικά μικρές διαμέτρους. Ακόμη, μπορεί να είναι κωνική με το κέντρο να είναι το ψηλότερο ή το χαμηλότερο σημείο (όταν θα γίνεται άδειασμα της δεξαμενής από το κέντρο με υπόγειους αγωγούς) ή επίπεδη αλλά ελαφρώς υπερυψωμένη προς τη μία πλευρά. Αυτός ο σχεδιασμός περιορίζεται σε δεξαμενές με διαμέτρους μικρότερες από 30 m καθώς η υψομετρική διαφορά μεταξύ δύο αντιδιαμετρικών σημείων μπορεί να γίνει σημαντική σε δεξαμενές μεγάλης διαμέτρου.

1.1.3.3 Κέλυφος

Το κέλυφος στις μεταλλικές δεξαμενές έχει πάχος της τάξεως των χιλιοστών ενώ στις δεξαμενές σπλισμένου σκυροδέματος της τάξεως των εκατοστών το οποίο μπορεί να μεταβάλλεται καθ' ύψος λόγω της μεταβολής των πιέσεων που ασκεί το υγρό σε συνάρτηση με το ύψος. Η μεταβολή του πάχους διακρίνεται μόνο στο εσωτερικό της δεξαμενής. Σε μικρές δεξαμενές το πάχος μπορεί να διατηρηθεί σταθερό σε όλο το ύψος.

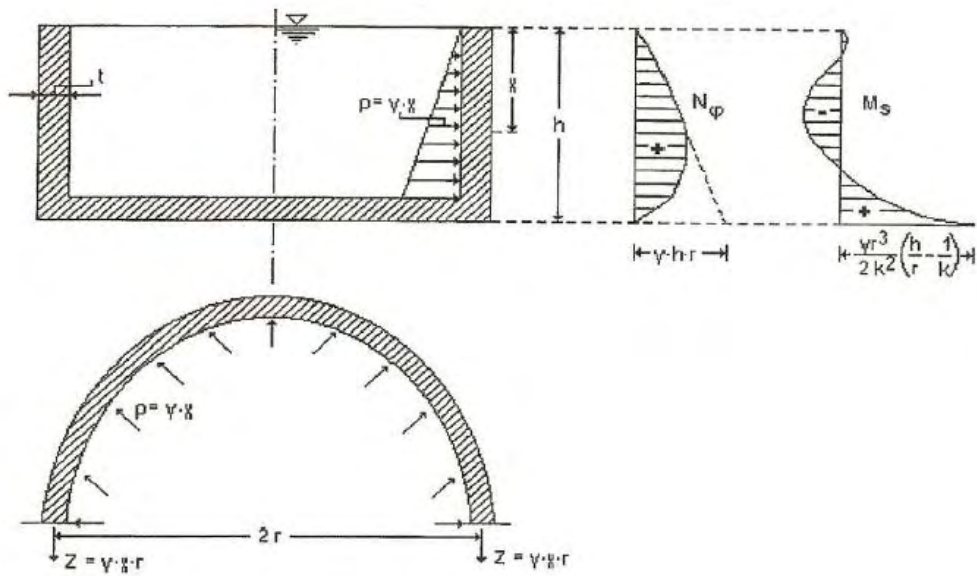
Στο κέλυφος μίας κυκλικής δεξαμενής συγκεκριμένα, η εντατική κατάσταση που αναπτύσσεται είναι η ακόλουθη:

Υπαρξη αξονικών δυνάμεων εφελκυσμού με διεύθυνση την εφαπτομένη των δακτυλίων λόγω των υδροστατικών πιέσεων. Οι N_ϕ αυξάνουν γραμμικά με το βάθος έως $(2/3)h$ και στη συνέχεια μειώνονται μέχρι μηδενισμού στη σύνδεση πυθμένα - τοιχώματος:

$$N_\phi = Z = \frac{1}{2}(\gamma \cdot x \cdot 2r) = \gamma \cdot x \cdot r \quad \max Z \approx \gamma \cdot h \cdot r$$

Υπαρξη καμπτικών ροπών κατά το ύψος του τοιχώματος οι οποίες αναπτύσσονται εξαιτίας της σύνδεσης του τοιχώματος με τον πυθμένα.

$$M_s = \frac{\gamma \cdot r^3}{2 \cdot K^2} \cdot \left(\frac{h}{r} - \frac{1}{K} \right) K^4 = 3 \cdot (1 - \mu^2) \frac{r^2}{t^2}$$



Σχήμα 1.6: Εντατική κατάσταση κυκλικών δυνάμεων

Όπου:

$\mu=0.2$: ο συντελεστής Poisson για το Ο/Σ

γ : το ειδικό βάρος του υγρού που αποθηκεύεται στη δεξαμενή

1.2 Θεμελιώσεις

Όλα τα έργα του Πολιτικού Μηχανικού (κτίρια, γέφυρες, επιχώματα οδοποιίας, σήραγγες, τοίχοι αντιστήριξης, φράγματα κλπ) πρέπει να εδραστούν στο έδαφος. Είναι προφανές ότι η ασφαλής θεμελίωση των έργων αυτών αποτελεί έναν από τους στόχους του σχεδιασμού τους. Οι μέθοδοι θεμελίωσης των κατασκευών ποικίλουν και εξαρτώνται από το είδος του εδάφους, τις απαιτήσεις του προς θεμελίωση έργου, αλλά και τις οικονομικές συνθήκες, το διαθέσιμο μηχανικό εξοπλισμό και τέλος, την ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού. Οι θεμελιώσεις χωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες:

1. τις επιφανειακές (αβαθείς)
2. τις βαθιές

1.2.1 Επιφανειακές (αβαθείς) θεμελιώσεις

Ως αβαθής νοείται η θεμελίωση της οποίας η στάθμη έδρασης τοποθετείται εις βάθος D μικρότερη του πλάτους της B ή γενικότερα, της μικρότερης διάστασής της σε κάτοψη ($D < B$). Εναλλακτικά, μπορεί να θεωρηθεί αβαθής και η θεμελίωση η οποία κατασκευάζεται σε σύνηθες βάθος εκσκαφής 2-3m.

Ο τύπος των δομημάτων τα οποία εδράζονται στο υπέδαφος μέσω αβαθών θεμελιώσεων είναι συνήθως τα χαμηλά και σχετικώς άκαμπτα δομήματα με ύψος μέχρι 20m.

Οι αβαθείς θεμελιώσεις έχουν συνήθως ορθογωνική και σπανιότερα κυκλική ή άλλη γεωμετρία σε κάτοψη, ώστε να μεταφέρουν ένα συγκεντρωμένο ή γραμμικό φορτίο της ανωδομής σε πίεση έδρασης ή επαφής η οποία διανέμεται σε όλη την επιφάνεια του θεμελίου. Η πίεση αυτή θα πρέπει να αναληφθεί με ασφάλεια από την φέρουσα γεωμάζα.

Οι αβαθείς θεμελιώσεις χωρίζονται σε τρεις βασικές κατηγορίες:

1. Μεμονωμένα Πέδιλα
2. Πεδιλοδοκούς
3. Γενικές κοιτοστρώσεις

1.2.1.1 Μεμονωμένα πέδιλα

Τα μεμονωμένα πέδιλα έχουν σχήμα κώνου ή ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου και κάποιες φορές συνδέονται μεταξύ τους με δοκούς. Τοποθετούνται κάτω από τα υποστηλώματα, ώστε να μεταβιβάζονται σε αυτά απευθείας τα φορτία της ανωδομής. Μία συζευκτήρια δοκός έχει συνήθως ύψος αρκετά μεγαλύτερο απ' ό τι το πάχος της. Η μέθοδος αυτή απαιτεί την μικρότερη δυνατή ποσότητα σκυροδέματος.



Σχήμα 1.7: Μεμονωμένα Κωνικά Πέδιλα



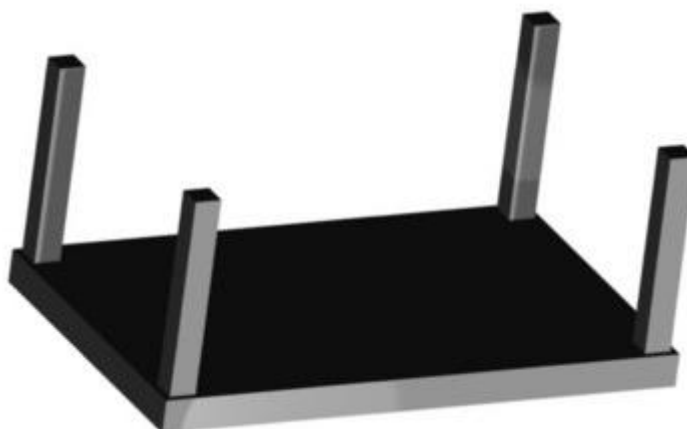
Σχήμα 1.8: Πεδιλοδοκοί

1.2.1.2 Πεδιλοδοκοί

Σε σχέση με τα απλά πέδιλα, οι πεδιλοδοκοί έχουν ένα πέδιλο που διατρέχει όλο το μήκος της συνδετήριας δοκού. Έτσι η διατομή της πεδιλοδοκού έχει σχήμα ανεστραμμένου T (ή L σε περίπτωση έκκεντρης πεδιλοδοκού). Με αυτό τον τρόπο τα φορτία της ανωδομής κατανέμονται σε πολύ μεγαλύτερη επιφάνεια εδάφους. Έτσι η πίεση που ασκείται στο έδαφος είναι πολύ μικρότερη. Με αυτή τη μέθοδο απαιτείται μεγαλύτερη ποσότητα σκυροδέματος σε σχέση με τα απλά πέδιλα.

1.2.1.3 Γενική κοιτόστρωση

Ως γενική κοιτόστρωση (raft, radier) νοείται μία πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα, συνήθως μεγάλων διαστάσεων και σημαντικού πάχους, η οποία φέρει τα φορτία όλων ή μεγάλου μέρους των κατακόρυφων στοιχείων του φέροντα οργανισμού ενός δομήματος και εδράζεται απ' ευθείας στο υπέδαφος θεμελίωσης. Με αυτό τον τρόπο η επιφάνεια κατανομής των φορτίων της ανωδομής είναι η μέγιστη δυνατή, ενώ η πίεση που ασκεί η κατασκευή στο έδαφος είναι η ελάχιστη δυνατή. Έτσι ο τρόπος αυτός είναι απαραίτητος όπου το υπέδαφος είναι χαμηλής διαμητικής αντοχής ή υπάρχει παρουσία υπόγειων υδάτων.. Αν και οι γενικές κοιτοστρώσεις εντάσσονται συμβατικώς στις αβαθείς θεμελιώσεις συχνά εγκαθίστανται σε σημαντικό βάθος, λ.χ. στον πυθμένα μιας βαθιάς εκσκαφής. Επιπρόσθετα, εάν τα φορτία είναι υψηλά ή/και το υπέδαφος ασθενές, η κοιτόστρωση μπορεί να ενισχυθεί με πασσάλους οι οποίοι μεταφέρουν ασφαλώς τα φορτία σε βαθύτερα εδαφικά στρώματα.



Σχήμα 1.9: Γενική κοιτόστρωση

Είναι ίσως φαινομενικά ο ακριβότερος τύπος επιφανειακής θεμελίωσης, αφού απαιτεί περισσότερο σκυρόδεμα από όλους τους προαναφερθέντες τύπους. Η εφαρμογή του, εντούτοις, οδηγεί σε τεχνικοοικονομικά πλεονεκτήματα, όπως ευκολία και ταχύτητα στην τοποθέτηση ξυλοτύπων, εξασφάλιση στεγανότητας κ.λπ.

1.2.2 Βαθείς θεμελιώσεις

Ως βαθιά μπορεί γενικώς να εννοηθεί κάθε είδους θεμελίωση για την οποία δεν συντρέχουν οι προϋποθέσεις κατάταξής της στις αβαθείς θεμελιώσεις. Βαθεία θεμελίωση είναι λοιπόν κάθε δομοστατικό στοιχείο, συνήθως επίμηκες, του οποίου ο ρόλος είναι να μεταφέρει σε υψημετρικώς κατώτερα στρώματα τα φορτία που εφαρμόζονται στην στέψη του. Η μεταφορά των φορτίων επιτυγχάνεται μέσω δύο κυρίαρχων μηχανισμών:

1. Κινητοποίηση διατμητικών τάσεων στην (πλευρική) διεπιφάνεια επαφής του στοιχείου με την περιβάλλουσα γεωμάζα. Οι τάσεις αυτές συνθέτουν την λεγόμενη πλευρική τριβή στις άμμους ή την λεγόμενη συνάφεια στις αργίλους.
2. Ανάπτυξη αντίστασης τύπου φέρουσας ικανότητας αβαθούς θεμελίου στην βάση του στοιχείου, γνωστή ως αντίσταση αιχμής.

Οι βαθιές θεμελιώσεις επιλέγονται οποτεδήποτε μία κατασκευή δεν μπορεί επαρκώς να εδρασθεί στην γεωμάζα μέσω αβαθούς θεμελίωσης ή όταν η βελτίωση των εδαφικών ιδιοτήτων είναι πρακτικώς ανέφικτη ή/και οικονομικώς απορριπτέα. Οι συνήθεις μορφές βαθιών θεμελιώσεων είναι:

1. Πάσσαλοι
2. Φρέατα
3. Καταδυσόμενα Κιβώτια

Οι διαφορές των παραπάνω τύπων βαθιών θεμελιώσεων περιορίζονται στη γεωμετρία και στον τρόπο κατασκευής.

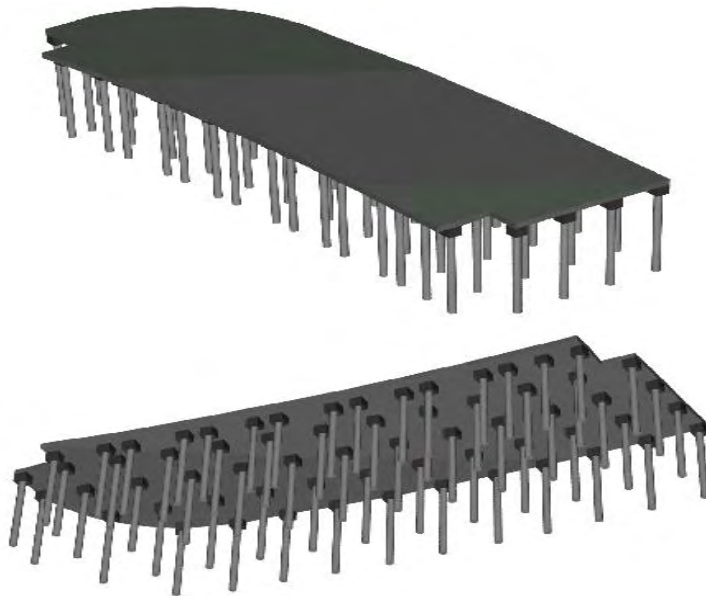
1.2.2.1 Πάσσαλοι

Πάσσαλοι θεωρούνται τα δομοστατικά στοιχεία των οποίων η διάμετρος συνήθως κυμαίνεται από 0,40 έως 1,20m και είναι πολύ μικρότερη του μήκους τους με αναλογία από 1:20 έως 1:40. Ως προς τον τρόπο κατασκευής οι πάσσαλοι μορφώνονται με εκσκαφή (ενδεχομένως αντιστηριζόμενη) ή κατασκευάζονται εκτός της τελικής τους θέσης και εμπηγνύονται εν συνεχεία στο έδαφος με στατικές ή δυναμικές τεχνικές. Τις τελευταίες δεκαετίες η ανάπτυξη της τεχνολογίας των πασσάλων συρρίκνωσε κάθε άλλη μέθοδο βαθιάς θεμελίωσης. Αντιθέτως, η υλοποίηση γιγάντιων πασσάλων μήκους λ.χ. 80m και διαμέτρου 3m θέτει υπό αμφισβήτηση τον διαχωρισμό των βαθιών θεμελιώσεων σε πασσάλους και φρέατα και οδηγεί στην στη χρήση νέων όρων λ.χ. φρεατοπασσάλων.

Οι πάσσαλοι είναι παλαιότεροι και από την ιστορία. Οι νεολιθικοί κάτοικοι της Ελβετίας, 12,000 χρόνια πριν, εμπήγνυαν κορμούς δένδρων στους μαλακούς πυθμένες των αβαθών λιμνών τους και επ' αυτών δομούσαν τα σπίτια τους αρκετά ψηλά, ώστε να μην απειλούνται από επιθετικά ζώα και λαφυραγωγούς γείτονες.

Οι πάσσαλοι γενικώς εντάσσονται σε διάφορες κατηγορίες σύμφωνα με τα ακόλουθα τρία βασικά κριτήρια:

1. Υλικό κατασκευής: ξύλινοι, χαλύβδινοι, από σκυρόδεμα
2. Μέθοδος εγκατάστασης: εμπηγόμενοι και έγχυτοι
3. Μηχανισμός μεταφοράς φορτίου στο έδαφος: πλευρική τριβή-αντίσταση αιχμής



Σχήμα 1.10: Γενική κοιτόστρωση με πασσάλους

1.2.2.2 Φρέατα

Σε αντίθεση με τους πασσάλους, τα φρέατα χαρακτηρίζονται από μεγάλη διάμετρο που κατά κανόνα υπερβαίνει το 1,50m, το μήκος τους όμως δεν ξεπερνά τα 12m στις τρέχουσες περιπτώσεις της πράξης. Έτσι, ο λόγος διάμετρος: μήκος κυμαίνεται μεταξύ 1 και 5. Ως προς τον τρόπο κατασκευής τα φρέατα, σε αντίθεση με τους πασσάλους, υλοποιούνται πάντοτε μέσω εκσκαφής και αντιστήριξης των παρειών τους. Μακροσκοπικά ένας "κοντός" πάσσαλος και ένα φρέαρ δεν διαφέρουν, απλώς το φρέαρ είναι πιο εύκολα κατασκευάσιμο καθώς τα εκσκαπτικά μέσα που απαιτούνται είναι απλούστερα. Το κύριο πλεονέκτημα των φρεάτων έναντι των πασσάλων έγκειται στη δυνατότητα που παρέχει για άμεση επιθεώρηση του πυθμένα και των παρειών της εκσκαφής, καθώς και για ελεγχόμενη ποιότητα σκυροδέτησης.

1.2.2.3 Καταδυόμενα κιβώτια

Τα καταδυόμενα κιβώτια διαφέρουν από τα φρέατα όχι τόσο ως προς την γεωμετρία, όσο ως προς τον τρόπο κατασκευής και το γήινο περιβάλλον: πρόκειται για μεγάλων διαστάσεων βαθιές θεμελιώσεις, οι οποίες προκατασκευάζονται συνήθως στην εδαφική επιφάνεια και εν συνεχεία βυθίζονται σταδιακά στο επιδιωκόμενο βάθος μέσω εκσκαφής εκ των έσω και σύγχρονη απώθηση του νερού (εάν παρουσιάζεται υδροφόρος ορίζοντας). Μπορεί να έχουν την μορφή ανοικτών ή κλειστών κιβωτίων ή να είναι πνευματικά, δηλαδή να έχουν ανοικτό κάτω άκρο και αεροστεγή οροφή, ώστε ο δημιουργούμενος χώρος περί τον πόδα τους να βρίσκεται υπό καθεστώς πεπιεσμένου αέρα επιτρέποντας έτσι την παρουσία ανθρώπινου δυναμικού το οποίο εκτελεί τις εργασίες εκσκαφών με ελεγχόμενη ασφάλεια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

2.1 Γενικά

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων άρχισε να αναπτύσσεται από τα μέσα του προηγούμενου αιώνα και είναι μια μέθοδος μαθηματικής μοντελοποίησης φαινομένων στη φύση και κυρίως κατασκευών με σκοπό την επίτευξη μεγαλύτερης ακριβείας στους υπολογισμούς.

Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η διαίρεση μιας κατασκευής σε μικρότερα πεπερασμένα στοιχεία το καθένα από τα οποία έχει καθορισμένα χαρακτηριστικά και συνοριακές συνθήκες. Αυτό σημαίνει πως η διαίρεση του συνολικού συστήματος σε πολλά πεπερασμένα στοιχεία έχει ως αποτέλεσμα να απαιτείται η επίλυση ενός πολύ μεγάλου αριθμού εξισώσεων. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα μέχρι πρόσφατα, η εφαρμογή της μεθόδου να είναι σχετικά περιορισμένη. Όμως η αλματώδης ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και η διάδοση τους στο ευρύ κοινό, έκανε εφικτή την επίλυση των φορέων με πεπερασμένα στοιχεία από ένα μεγάλο ποσοστό μηχανικών και είχε σαν συνέπεια την σημερινή εκτεταμένη εφαρμογή της μεθόδου.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων βασίζεται στη διατύπωση των μεθόδων Rayleigh-Ritz και σταθμικών υπολοίπων, αλλά δύναται να προσομοιώσει με μεγαλύτερη ευχέρεια κατασκευές με πολύπλοκη γεωμετρία σε αντίθεση με τις προαναφερθείσες μεθόδους. Τα πεπερασμένα στοιχεία από τα οποία αποτελείται ο φορέας εφάπτονται μεταξύ τους, χωρίς να επιτρέπεται ανάμεσα η ύπαρξη κενών, συνθέτοντας έτσι ένα συνεχές πλέγμα. Τα στοιχεία αλληλοσυνδέονται μέσω κομβικών σημείων που βρίσκονται στα σύνορα τους. Οι βασικές παράμετροι που ζητούνται είναι οι μετακινήσεις των κόμβων, οι οποίες προσδιορίζονται από συναρτήσεις που χαρακτηρίζουν το είδος του πεπερασμένου στοιχείου. Η επιλογή του κατάλληλου σχήματος για το πεπερασμένο στοιχείο και των συναρτήσεων που θα δίνουν τις μετακινήσεις, επηρεάζουν σημαντικά την προσομοίωση.

Στη συνέχεια, για τη διατύπωση της εξίσωσης ισορροπίας του φορέα χρησιμοποιείται η αρχή των δυνατών έργων, που εκφράζεται από τη σχέση:

$$W_{\text{int}} = W_{\text{ext}} \Rightarrow$$

$$\int_V \{\bar{\epsilon}\}^T \{\sigma\} dV = \int_V \{\bar{U}\}^T \{f^v\} dV + \int_S \{\bar{U}^s\}^T \{f^s\} dS + \{\bar{D}\}^T \{R_C\}$$

(2.1)

Όπου:

$\{\bar{U}^s\}$: διάνυσμα δυνατών μετατοπίσεων τυχαίου σημείου (X,Y,Z) της επιφάνειας S (φορτισμένη επιφάνεια)

$\{\bar{\epsilon}\}$: δυνατές ανηγμένες παραμορφώσεις

$\{\sigma\}$: τάσεις που εξισορροπούν τα εξωτερικά φορτία

$\{\bar{D}\}$: διάνυσμα δυνατών επικόμβιων μετατοπίσεων φορέα

$\{R_C\}$: διάνυσμα επικόμβιων δράσεων φορέα

Κατά την προσομοίωση, τα υλικά θεωρήθηκαν γραμμικώς ελαστικά ακλουθώντας τη σχέση Hooke, κατά την οποία οι τάσεις συναρτώνται γραμμικά με τις παραμορφώσεις και λαμβάνεται η παραδοχή των μικρών παραμορφώσεων:

$$\{\sigma\} = [E]\{\epsilon\} \tag{2.2}$$

Τα υλικά του φορέα εκφράζονται με το συνδυασμό του μέτρου ελαστικότητας και του συντελεστή Poisson ν . Η συμπεριφορά, εν γένει, ενός ισότροπου υλικού είναι ανεξάρτητη της φόρτισης που δέχεται. Υλικά, όπως ο λίθος, δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερα ισότροπη συμπεριφορά αλλά λήφθηκε υπόψη κατά την απόδοση των ιδιοτήτων του, η παραδοχή του ως ισότροπου υλικού για την προσομοίωση του υπό μελέτη φορέα. Για την έκφραση των ιδιοτήτων των ισότροπων υλικών συνδυάζονται το μέτρο ελαστικότητας και ο συντελεστής Poisson ν .

Έτσι το μητρώο ελαστικότητας στην επίπεδη ένταση προκύπτει ως εξής:

$$[E] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

Έπειτα οι συνιστώσες της μετακίνησης U, V, W στο καθολικό σύστημα εκφράζονται συναρτήσει του στοιχείου. Ισχύει δηλαδή:

$$\begin{bmatrix} U(X, Y, Z) \\ V(X, Y, Z) \\ W(X, Y, Z) \end{bmatrix} = [N(X, Y, Z)] \begin{bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ W_1 \\ \vdots \\ U_n \\ V_n \\ W_n \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Όπου:

$U(X, Y, Z)$: διάνυσμα συνιστωσών μετατοπίσεων σημείου $P(X, Y, Z)$ στο εσωτερικό του στοιχείου

$[N(X, Y, Z)]$: μητρώο συναρτήσεων σχήματος, το οποίο εκφράζει τον τρόπο με τον οποίο υπολογίζεται το πεδίο των μετατοπίσεων συναρτήσει των επικόμβιων μετατοπίσεων του στοιχείου. Το μητρώο των συναρτήσεων σχήματος εξαρτάται από τον τύπο του στοιχείου και παίζει σημαντικό ρόλο στην ακρίβεια με την οποία προσδιορίζεται το μητρώο ακαμψίας του στοιχείου [1].

Υπολογίζονται στη συνέχεια οι δυνατές ανοιγμένες παραμορφώσεις, οι ισοδύναμες δράσεις λόγω δυνάμεων και αρχικών τάσεων και τελικά προκύπτει η γενική εξίσωση ισορροπίας του φορέα:

$$[K]\{D\} = \{R\} \quad (2.5)$$

Όπου:

$[K]$: μητρώο δυσκαμψίας φορέα

$\{D\}$: μητρώο επικόμβιων μετατοπίσεων

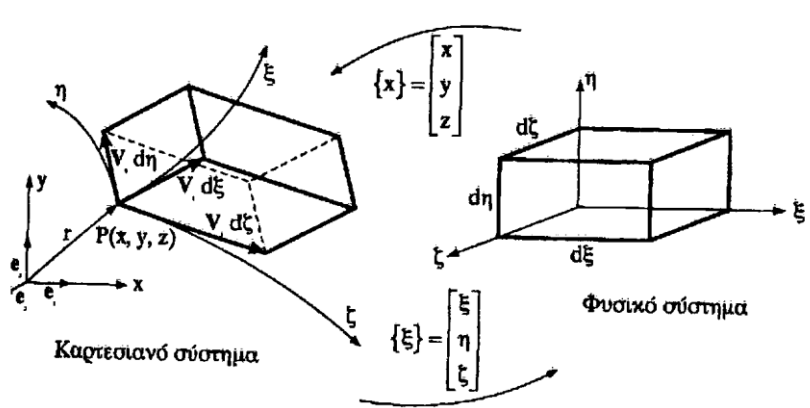
$\{R\}$: μητρώο ισοδυνάμων δράσεων φορέα

Η ισοπαραμετρική θεώρηση γίνεται με σκοπό την κατασκευή και μη ορθογωνικών στοιχείων ώστε να επιτευχθεί η ακριβής προσομοίωση του φορέα, αφού δεν ήταν δυνατόν σε κάθε περίπτωση να σχεδιαστούν ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία. Για τα ισοπαραμετρικά στοιχεία οι συνιστώσες της μετατόπισης u, v, w αλλά και οι καρτεσιανές συντεταγμένες x, y, z εκφράζονται ως προς τις αντίστοιχες επικόμβιες ποσότητες, με τις ίδιες συναρτήσεις σχήματος.

Στη συνέχεια για να υπολογιστεί το μητρώο δυσκαμψίας των ισοπαραμετρικών στοιχείων απεικονίζεται το καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων στο φυσικό.

Ορθή απεικόνιση:

$$\begin{aligned} x &= x(\xi, \eta, \zeta) \\ y &= y(\xi, \eta, \zeta) \\ z &= z(\xi, \eta, \zeta) \end{aligned} \tag{2.6}$$



Σχήμα 2.1: Ορθή και αντίστροφη απεικόνιση ορθογώνιου παραλληλεπιπέδου $d\xi-d\eta-d\zeta$

Η απεικόνιση μεταξύ των συντεταγμένων του φυσικού και των καρτεσιανών είναι αμφιμονοσήμαντη, συνεπώς κάθε σημείο x, y, z αντιστοιχεί σε ένα σημείο ξ, η, ζ και αντιστρόφως.

Τα στοιχεία επίπεδης έντασης – παραμόρφωσης μπορεί να είναι τετραπλευρικά ή τριγωνικά. Τα τετραπλευρικά ισοπαραμετρικά στοιχεία αποτελούνται από τέσσερις, οκτώ, εννέα ή από μεταβλητό αριθμό κόμβων. Για την προσομοίωση της δεδομένης κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν τετραπλευρικά τετρακομβικά ισοπαραμετρικά στοιχεία και τριγωνικά στοιχεία τριών κόμβων.

2.2 Πεπερασμένα στοιχεία κελυφών

2.2.1 Εισαγωγή

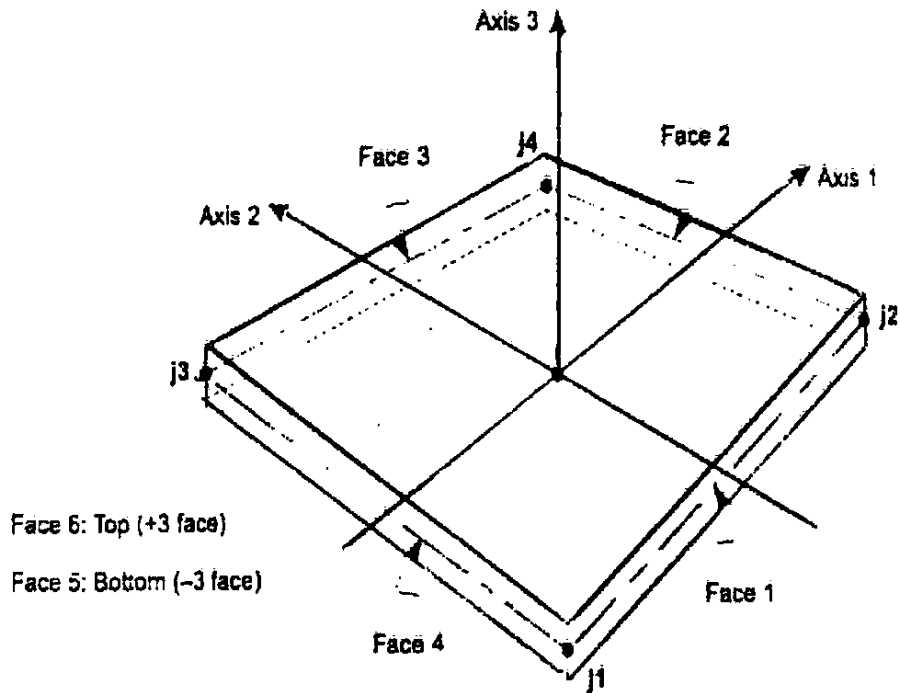
Το πεπερασμένο στοιχείο κελύφους χρησιμοποιείται για την προσομοίωση δίσκων, κελύφων και μεμβρανών δισδιάστατων και τρισδιάστατων κατασκευών. Προσομοιώνεται ως ένα τρικομβικό ή τετρακομβικό στοιχείο που συνδυάζει μεμβρανοειδή και καμπτική συμπεριφορά. Το κέλυφος είναι επιφανειακός φορέας με καμπύλη μέση επιφάνεια και σύνηθες μικρό πάχος, σχετικά με το άνοιγμα του. Χαρακτηριστικό στοιχείο του είναι ο συνδυασμός ταυτόχρονης συμπεριφοράς ως πλάκα ως προς την καμπτική του λειτουργία και ως δίσκος κατά την μεμβρανική του λειτουργία. Οι καμπτικές τάσεις στο κέλυφος αντιστοιχούν στις καμπτικές τάσεις της πλάκας και προκαλούν τις καμπτικές ροπές, τις ροπές συστροφής και τις τέμνουσες δυνάμεις του κελύφους. Αντίστοιχα, οι μεμβρανικές τάσεις στο κέλυφος αναφέρονται στις τάσεις ενός προβλήματος επίπεδης έντασης και δρουν στο εφαπτομενικό επίπεδο της μέσης επιφάνειας.

Κατασκευές που προσομοιώνονται με αυτού το είδος το πεπερασμένο στοιχείο είναι συνήθως τρισδιάστατα κελύφη (δεξαμενές, θόλοι), δισδιάστατες (πλάκες) και μεμβρανοειδής κατασκευές (διαμητοικοί τοίχοι).

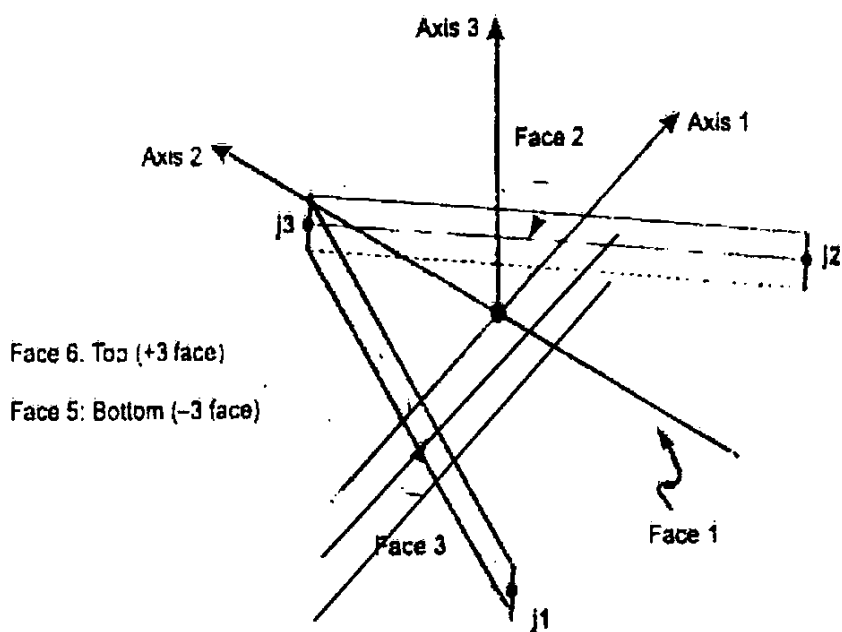
Κάθε στοιχείο κελύφους προσδιορίζεται από το τοπικό σύστημα συντεταγμένων ώστε να προσδίδονται σε αυτό οι κατάλληλες ιδιότητες υλικού και τα φορτία. Το στοιχείο δέχεται φορτία λόγω βαρύτητας, ομοιόμορφα κατανεμημένα ή εξαιτίας θερμικής μεταβολής σε κάθε διεύθυνση. Επίσης, έχουν χρησιμοποιηθεί επίπεδα τριγωνικά στοιχεία κατά την ανάλυση κελυφών, προσομοιώνοντας τα κελύφη ως πολυεδρικές επιφάνειες. Τα τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία έχουν το πλεονέκτημα ότι διατυπώνονται με απλές χαρακτηριστικές εξισώσεις, ικανοποιούν τον έλεγχο συρραφής και δεν εμφανίζουν παραμορφώσεις μετατοπιζόμενα ως στερεά σώματα. Το μειονέκτημα τους είναι ότι αδυνατούν να προσομοιώσουν τη σύζευξη των καμπτικών και μεμβρανικών παραμορφώσεων που υπάρχει σε όλα τα σημεία του κελύφους.

2.2.2 Γεωμετρία στοιχείου κελύφους

Κάθε στοιχείο κελύφους κατασκευάζεται όπως παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα, ως τετραπλευρικό με τέσσερις κόμβους j_1, j_2, j_3, j_4 είτε ως τριγωνικό με τρεις κόμβους j_1, j_2, j_3 .



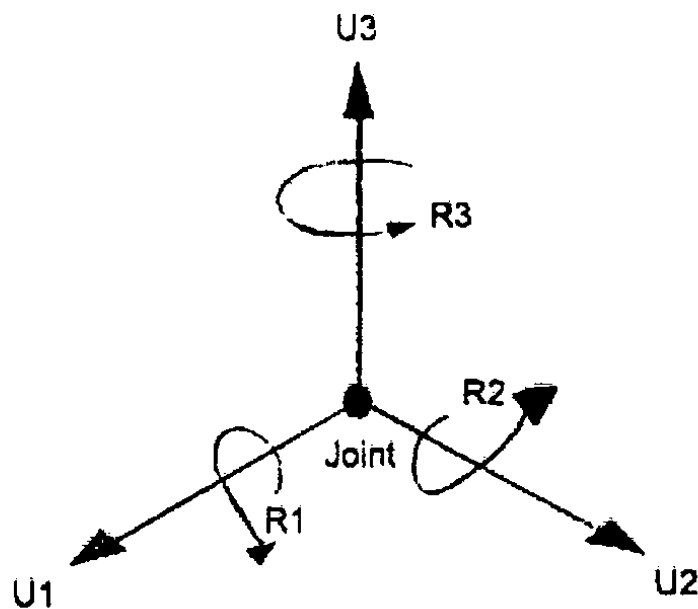
Σχήμα 2.2: Τετρακομβικό τετράπλευρο στοιχείο κελύφους



Σχήμα 2.3: Τρικομβικό τριγωνικό στοιχείο κελύφους

Η τετραπλευρική μορφή πεπερασμένου στοιχείου κελύφους είναι πιο ορθή και ακριβής από την τριγωνική, η οποία συνίσταται κυρίως για περιπτώσεις όπου δεν μπορεί να γίνει διαφορετικά η συναρμογή. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ενώ η απόδοση της δυσκαμψίας του τριγωνικού στοιχείου γίνεται σωστά, δε συμβαίνει πάντα το ίδιο με τις εξαγόμενες τάσεις. Οι κόμβοι πρέπει να δημιουργούνται έτσι ώστε να ακολουθούν κάποιες γεωμετρικές συνθήκες [2]:

- Κάθε εσωτερική γωνία του στοιχείου πρέπει να είναι μικρότερη των 180° , ενώ σωστότερη αποτύπωση προκύπτει για γωνία 90° γενικά οι γωνίες κυμαίνονται μεταξύ 45° - 135° .
- Η αναλογία των πλευρών του κάθε στοιχείου να μην είναι μεγάλη. Προτιμάται να ισχύει αναλογία μεταξύ πλευρών περίπου ίση με τη μονάδα ή τουλάχιστον μικρότερη του 4.
- Για το τετραπλευρικό στοιχείο οι κόμβοι δεν πρέπει να είναι συνεπίπεδοι. Σε κάθε κόμβο πεπερασμένου στοιχείου κελύφους ενεργοποιούνται 6 βαθμοί ελευθερίας. Διακρίνονται τρεις μετακινησιακοί βαθμοί ελευθερίας που συμβολίζονται ως U_1 , U_2 , U_3 και τρεις στροφικοί βαθμοί ελευθερίας οι R_1 , R_2 , R_3 .



Σχήμα 2.4: Οι 6 βαθμοί ελευθερίας κόμβου κελύφους στο τοπικό σύστημα

Οι βαθμοί ελευθερίας σε έναν κόμβο μπορεί να είναι ενεργοί ή δεσμευμένοι. Για κάθε ενεργό βαθμό ελευθερίας υπάρχει μια συνάρτηση σχήματος που πρέπει να επιλυθεί. Το πλήθος των συναρτήσεων n ισούται με τον αριθμό των ενεργών βαθμών ελευθερίας του φορέα και το μητρώο δυσκαμψίας του είναι της τάξης $n \times n$.

Στην περίπτωση που μια μετακίνηση κόμβου είναι γνωστή, μηδενική, είτε διάφορη του μηδενός, ο κόμβος θεωρείται δεσμευμένος. Σε όλους τους κόμβους όπου η δυσκαμψία είναι μηδενική πρέπει να εφαρμόζονται πακτώσεις.

Σε κάθε στοιχείο του κελύφους αντιστοιχεί ένα τοπικό σύστημα συντεταγμένων. Οι τοπικοί άξονες τοποθετούνται ώστε να υπάρχει αμφιμονοσήμαντη σχέση με τους καθολικούς. Σε περίπτωση που οι τοπικοί άξονες σχηματίζουν γωνία με τους καθολικούς δίνεται κατά την προσομοίωση η εντολή περιστροφής του επιπέδου γύρω από τον μετακινημένο άξονα.

Στη συνέχεια, για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων και της γεωμετρίας κάθε πεπερασμένου στοιχείου ορίζεται για αυτό μια "περιοχή" (area section) στο πρόγραμμα. Κάθε στοιχείο κελύφους χαρακτηρίζεται από συγκεκριμένο υλικό, γεωμετρικές ιδιότητες και αριθμείται. Πολλά πεπερασμένα στοιχεία μπορεί να ανήκουν στην ίδια "περιοχή", αλλά αριθμούνται πάντα με διαφορετικό νούμερο από το πρόγραμμα. Δημιουργώντας την εκάστοτε "περιοχή" αποδίδεται και στο στοιχείο η ιδιότητα να συμπεριφέρεται ως κέλυφος. Τα κελύφη μπορούν να λειτουργούν είτε ξεχωριστά ως μεμβράνες (λειτουργία δίσκου) είτε ως πλάκες με επίδραση καμπτικών ροπών και διατμητικών δυνάμεων. Συνήθως όμως λειτουργούν συνδυάζοντας τη μεμβρανοειδή και πλακοειδή συμπεριφορά.

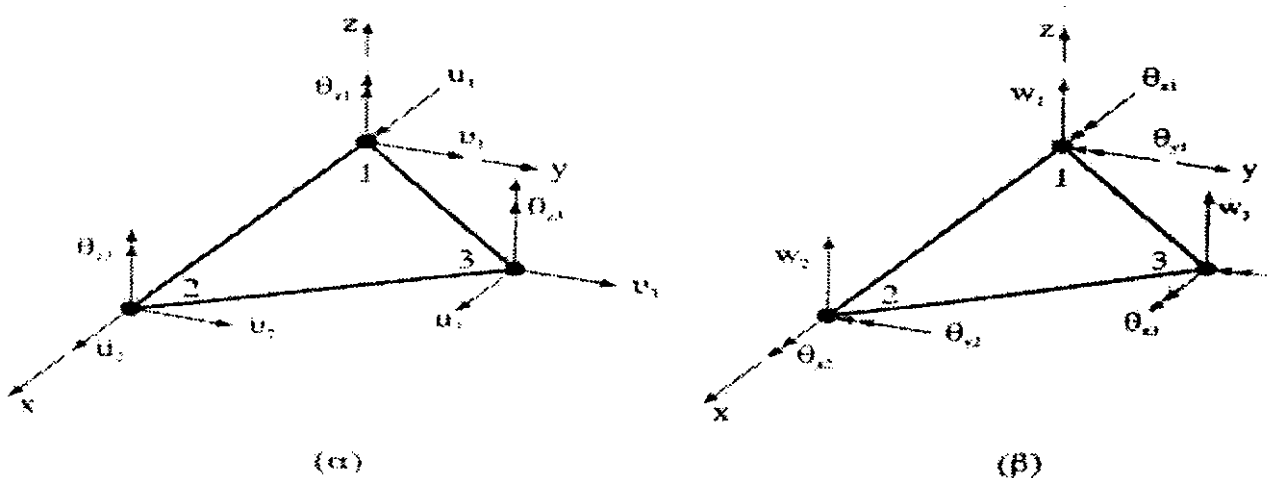
Υπάρχουν διάφορες θεωρίες κελυφών ανάλογα με τις παραδοχές που υιοθετούνται για τη διατύπωση των τελικών εξισώσεων τους, όπως για παράδειγμα τα λεπτά κελύφη για τα οποία αγνοείται η εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση. Αντιστοίχως η θεωρία των παχέων κελυφών περιλαμβάνει την εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση. Τα παχιά κελύφη αποδίδουν ορθότερα τις ιδιότητες του πεπερασμένου στοιχείου, εκτός αν οι διατμητικές παραμορφώσεις είναι μικρής τάξης μεγέθους. Η μορφοποίηση του πάχους του στοιχείου επιδρά ουσιαστικά μόνο στην καμπτική του συμπεριφορά.

Οι ιδιότητες του χρησιμοποιούμενου σε κάθε περιοχή υλικού έχουν προσδιοριστεί προηγουμένως, κατά τον καθορισμό του υλικού. Οι ιδιότητες που απαιτούνται είναι το μέτρο ελαστικότητας E , το μέτρο διάτμησης G , ο λόγος Poisson ν , ο συντελεστής θερμικής μεταβολής α , η μάζα, η πυκνότητα και το ίδιο βάρος του υλικού. Βάσει αυτών μπορούν να

υπολογιστούν τα φορτία λόγω ιδίου βάρους της κατασκευής. Οι τιμές των ιδιοτήτων που χρησιμοποιήθηκαν στον παρόντα φορέα αναφέρονται σε επόμενο κεφάλαιο. Οι ιδιότητες είναι γραμμικώς ελαστικές και τα υλικά ισότροπα. Το ίδιο υλικό μπορεί να χρησιμοποιηθεί για περισσότερα του ενός πεπερασμένα στοιχεία κελύφους. Η μάζα κατανέμεται στους κόμβους στους τρεις μετακινησιακούς βαθμούς ελευθερίας U_x , U_y , U_z , ενώ για τους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας δεν υπολογίζονται αδρανειακές ροπές.

2.2.3 Επίπεδα ορθογωνικά και τριγωνικά στοιχεία κελύφους

Ο συνδυασμός ενός στοιχείου πλάκας κι ενός στοιχείου επίπεδης έντασης με εγκάρσιους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας έχει αποδειχθεί αποτελεσματικός για τη δημιουργία επίπεδων στοιχείων κελύφους. Ένα ορθογωνικό στοιχείο θα έχει 6 βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο και συνολικά 24 βαθμούς ελευθερίας, ενώ αντίστοιχα το τριγωνικό στοιχείο θα έχει συνολικά 18 βαθμούς ελευθερίας. Ενδεικτικά παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα τα δύο στοιχεία που συνθέτουν το τριγωνικό στοιχείο κελύφους.



Σχήμα 2.5: Τριγωνικό στοιχείο κελύφους: (α) μεμβρανικοί βαθμοί ελευθερίας, (β) καμπτικοί βαθμοί ελευθερίας

Το μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου κελύφους προκύπτει από τη σύνθεση των επιμέρους μητρώων δυσκαμψίας του στοιχείου πλάκας και του στοιχείου επίπεδης έντασης. Συγκεκριμένα, για την εξαγωγή του μητρώου δυσκαμψίας πεπερασμένου στοιχείου πλάκας εφαρμόζεται η αρχή των δυνατών έργων. Το δυνατό έργο των εσωτερικών δυνάμεων εκφράζεται ως εξής:

$$W_{\text{int}} = \int_{V_e} \{\bar{\varepsilon}\}^T [E] \{\varepsilon\} dV_e \quad (2.7)$$

Ενώ το πεδίο μετατοπίσεων προκύπτει από την έκφραση:

$$w = [N]\{d\} \quad (2.8)$$

Όπου:

$[N]$: μητρώο γραμμή των συναρτήσεων σχήματος του στοιχείου πλάκας

Το διάνυσμα των καμπυλοτήτων δίνεται από τη σχέση:

$$\{\kappa\} = [B_k]\{d\} \quad (2.9)$$

όπου:

$[B_k]$: τροποποιημένο μητρώο παραμορφώσεως που συνδέει τις καμπυλότητες με τις επικόμβιες μετατοπίσεις στοιχείου.

Αντικαθιστώντας το διάνυσμα καμπυλοτήτων $\{\kappa\}$ στο ολοκλήρωμα των δυνατών έργων, προκύπτει η γενική έκφραση του μητρώου δυσκαμψίας στοιχείου πλάκας:

$$[k] = \int_{A_e} [B_k]^T [E_k] [B_k] dA_e \quad (2.10)$$

Αντίστοιχα το μητρώο δυσκαμψίας του πεπερασμένου στοιχείου επίπεδης έντασης θα προκύπτει ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα. Διατυπώνονται οι σχέσεις που ορίζουν τις μετατοπίσεις u, v σε κάθε στοιχείο του στοιχείου:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & xy & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & y & xy \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \\ a_7 \\ a_8 \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Αφού υπολογιστούν οι αριθμητικές τιμές από τη σχέση (2.11), ορίζεται το πεδίο των μετατοπίσεων συναρτήσει των επικόμβιων μετατοπίσεων και προκύπτουν οι συναρτήσεις σχήματος N_i του στοιχείου:

$$\{u\} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \{d\} \quad (2.12)$$

Προκύπτει επομένως η σχέση των ανηγμένων παραμορφώσεων που ακολουθεί:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{d\} \quad (2.13)$$

όπου:

$[B]$: μητρώο παραμορφώσεων

u_i, v_i : μετατοπίσεις σε κάθε κόμβο

Προσδιορίζεται το μητρώο δυσκαμψίας $[k]$ του στοιχείου:

$$[k] = \int_{V_e} [B]^T [E] [B] dV_e \quad (2.14)$$

Όπως προαναφέρθηκε προκύπτει από τη σύνθεση των επιμέρους μητρώων για τα δύο είδη πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης έντασης και πλάκας το μητρώο ακαμψίας του στοιχείου κελύφους και η έκφρασή του είναι η εξής:

$$[k']\{d'\} = \begin{bmatrix} [k_m] & [0] \\ [0] & [k_b] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u_i\} \\ \{v_i\} \\ \{\theta_{zi}\} \\ \{w_i\} \\ \{\theta_{xi}\} \\ \{\theta_{yi}\} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

όπου:

$[k_m]$: μητρώο ακαμψίας για μεμβρανική λειτουργία κελύφους

$[k_b]$: μητρώο ακαμψίας για καμπτική λειτουργία κελύφους.

2.2.4 Φορτία στοιχείων και συνδυασμοί φορτίσεων

Τα φορτία που μπορούν να εφαρμοστούν επί στοιχείων κελύφους είναι τα εξής: ίδιο βάρος, βαρύτητα, ομοιόμορφα κατανεμημένο και η θερμοκρασιακή μεταβολή. Τα φορτία μπορεί να είναι μόνιμα, κινητά ή να οφείλονται σε σεισμό. Κατά την επίλυση του φορέα χρησιμοποιούνται συνδυασμοί φορτίσεων ώστε να μελετηθεί η συμπεριφορά του σε διαφορετικές συνθήκες φόρτισης.

Το ίδιο βάρος κατανέμεται ομοιόμορφα στο επίπεδο του κελυφωτού στοιχείου με κατεύθυνση ως προς τον άξονα Z. Η τιμή του ίδιου βάρους ισούται με τη πυκνότητα μάζας επί το πάχος του στοιχείου.

Το ομοιόμορφο φορτίο κατανέμεται στη μέση επιφάνεια του πεπερασμένου στοιχείου και δίνεται σε kN/m^2 . Η συνολική ασκούμενη δύναμη προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό του ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου επί τη συνολική επιφάνεια στη οποία ασκείται. Οι θερμοκρασιακές μεταβολές του περιβάλλοντος προκαλούν ένταση στο στοιχείο του κελύφους. Η θερμοκρασία επηρεάζει τη μεμβρανοειδή συμπεριφορά, ενώ η θερμοκρασιακή μεταβολή επιδρά στη δημιουργίακαλυπτικώντάσεων.

Οι συνολικές δυνάμεις και ροπές που ασκούνται επομένως δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$F_{11} = \int \sigma_{11} dx_3 \quad (2.16)$$

$$F_{22} = \int \sigma_{22} dx_3 \quad (2.17)$$

$$F_{12} = \int \sigma_{12} dx_3 \quad (2.18)$$

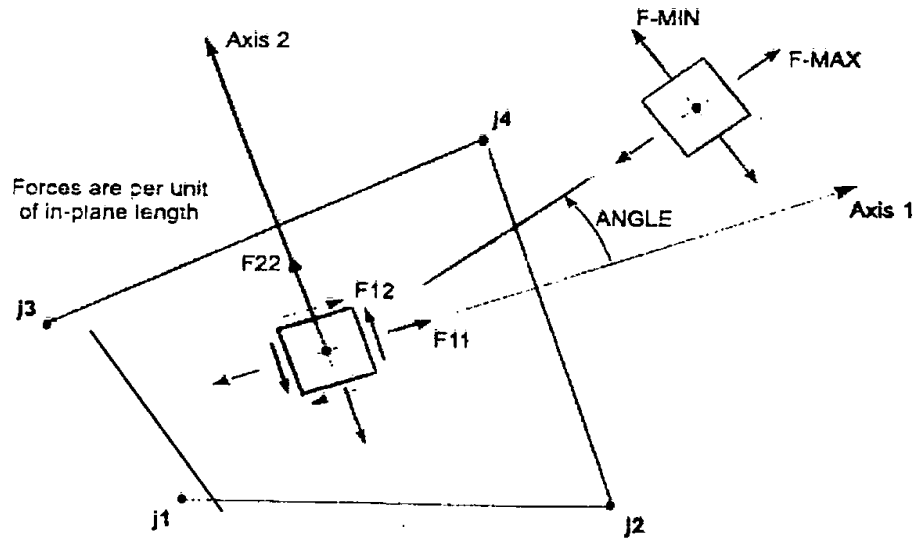
$$M_{11} = - \int \sigma_{11} dx_3 \quad (2.19)$$

$$M_{22} = - \int \sigma_{22} dx_3 \quad (2.20)$$

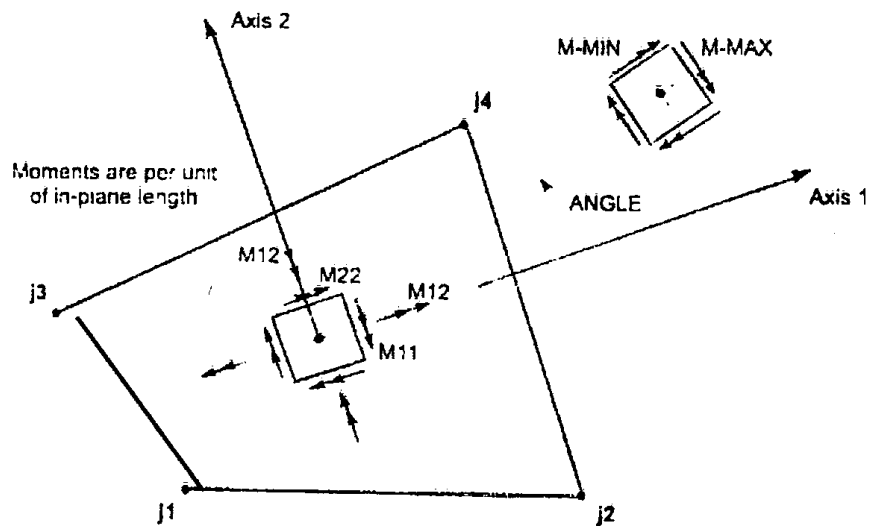
$$M_{12} = - \int \sigma_{12} dx_3 \quad (2.21)$$

$$V_{11} = \int \sigma_{13} dx_3 \quad (2.22)$$

$$V_{11} = \int \sigma_{23} dx_3 \quad (2.23)$$



Σχήμα 2.6: Σχηματική απεικόνιση συνολικά ασκούμενων μεμβρανικών δυνάμεων



Σχήμα 2.7: Σχηματική απεικόνιση καμπτικών ροπών

Προκύπτουν από τις προαναγραφόμενες σχέσεις δυνάμεων και ροπών οι κάτωθι τάσεις:

$$\sigma_{11} = \frac{F_{11}}{th} - \frac{12M_{11}}{thb^3} x_3 \quad (2.24)$$

$$\sigma_{22} = \frac{F_{22}}{th} - \frac{12M_{22}}{thb^3} x_3 \quad (2.25)$$

$$\sigma_{12} = \frac{F_{12}}{th} - \frac{12M_{12}}{thb^3} x_3 \quad (2.26)$$

$$\sigma_{13} = \frac{V_{13}}{thb} \quad (2.27)$$

$$\sigma_{23} = \frac{V_{23}}{thb} \quad (2.28)$$

$$\sigma_{33} = 0 \quad (2.29)$$

Όπου

th : πάχος μεμβράνης

thb : πάχος κάμψης

Στην πραγματικότητα οι διατμητικές τάσεις ακολουθούν παραβολική κατανομή και είναι μηδενικές στη άνω και κάτω επιφάνεια, παίρνοντας μικρότερες και μέγιστες τιμές στη μέση επιφάνεια του στοιχείου κελύφους.

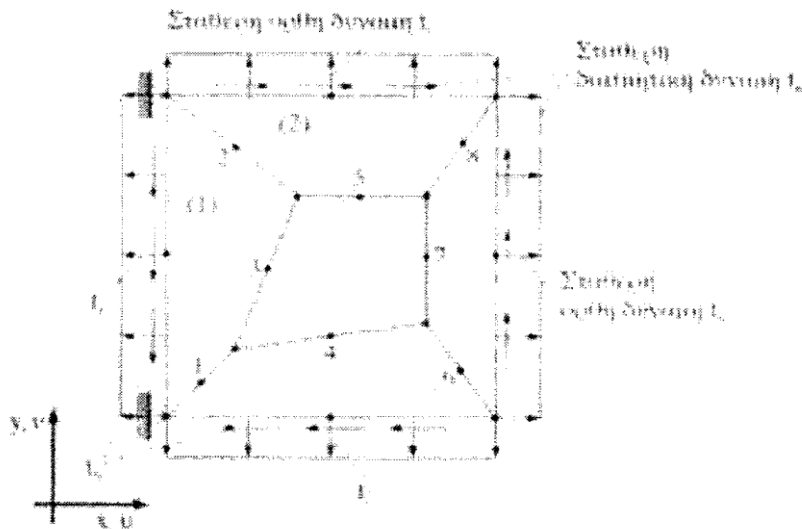
Οι ολικές δυνάμεις και οι τάσεις στα κελύφη τοποθετούνται στους κόμβους και οι τιμές τους μπορούν να αναχθούν από τους κόμβους στη συνολική επιφάνεια τους.

2.3 Αξιοπιστία της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων επιλύει προσεγγιστικά μερικές διαφορετικές εξισώσεις. Οι κατασκευές προσομοιώνονται ως φορείς (μαθηματικό μοντέλο), έπειτα ο φορέας διακριτοποιείται σε πεπερασμένα στοιχεία και το εκάστοτε πρόγραμμα στον ηλεκτρονικό υπολογιστή αναλύει και εξάγει τις τιμές των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών στο φορέα. Κατά τα στάδια αυτά, λόγω των διαφόρων προσεγγίσεων, είναι πιθανή η παρουσίαση σφάλματος στα αποτελέσματα. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαίο να γίνεται έλεγχος της ορθότητας των αποτελεσμάτων.

Αρχικά, στο στάδιο της προσομοίωσης είναι απαραίτητη η κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής ώστε να αποδοθεί στον αντίστοιχο σωστό φορέα. Ένας τρόπος ελέγχου της ορθής προσομοίωσης των στοιχείων του φορέα είναι η δοκιμαστική εφαρμογή σε απλά προβλήματα, των οποίων η λύση είναι γνωστή. Υπολογίζοντας τις ιδιοτιμές-ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες του στοιχείου χωρίς δεσμευμένους βαθμούς ελευθερίας και με μοναδιαία μάζα σε κάθε βαθμό ελευθερίας πραγματοποιείται ο έλεγχος ιδιοτιμών. Θα πρέπει να υπάρχουν τόσες μηδενικές ιδιοτιμές όσες είναι και οι κινήσεις στερεού σώματος του στοιχείου (τρεις για τα επίπεδα προβλήματα και έξι για τα τρισδιάστατα). Ένας άλλος τρόπος ελέγχου να αποκαλυφθούν οι αδυναμίες και τα τυχόν σφάλματα του στοιχείου είναι ο έλεγχος του στοιχείου-φορέα.

Αναλύεται ένας φορέας αποτελούμενος από ένα μόνο στοιχείο. Αλλάζοντας τη γεωμετρία ή την τάξη ολοκλήρωσης του μητρώου δυσκαμψίας είναι δυνατόν να αποκαλυφθεί η ευαισθησία του στοιχείου ως προς την τάξη της αριθμητικής ολοκλήρωσης και τη μη κανονική του γεωμετρία. Εν γένει, στοιχεία με κανονικά γεωμετρικά σχήματα (τρίγωνο, τετράγωνο) είναι πιο ακριβή κατά την προσομοίωση του φορέα. Τέλος μπορεί να γίνει ο έλεγχος συρραφής, ο οποίος αποτελεί ικανή και αναγκαία συνθήκη για σύγκλιση των αποτελεσμάτων των πεπερασμένων στοιχείων στην ακριβή λύση με τη βαθμιαία πύκνωση του δικτύου. Ο έλεγχος πραγματοποιείται σε ένα αραιό δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων στο οποίο τουλάχιστον ένας κόμβος να είναι κοινός σε περισσότερα από δυο στοιχεία. Οι συνοριακοί κόμβοι του δικτύου φορτίζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται κατάσταση σταθερής έντασης στο φορέα. Αν τα στοιχεία είναι πλήρη και τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τη συγκεκριμένη φόρτιση είναι σωστά, πολύ πιθανόν τα στοιχεία να ικανοποιούν τα κριτήρια συρραφής.



Σχήμα 2.8: Περίπτωση κατά την οποία ικανοποιείται ο έλεγχος συρραφής τετραπλευρικών ισοπαραμετρικών στοιχείων οκτώ κόμβων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιείται ευρύτατα τα τελευταία χρόνια για την προσομοίωση και ανάλυση κατασκευών. Έχει αποδειχτεί αξιόπιστη και αποτελεσματική, αρκεί να λαμβάνονται υπόψη κατά την εφαρμογή της όσα προαναφέρθηκαν για σωστή προσομοίωση και να γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι στα στοιχεία του εκάστοτε φορέα.

2.4 Η μέθοδος του χωρικού πλαισίου

Κατά την μέθοδο αυτή εφαρμόζεται ανάλυση στο χώρο με τη μέθοδο των Μετακινήσεων και την Άμεση μέθοδο Δυσκαμψίας. Κάθε πεσσός και ανώφλιο προσομοιώνεται με ένα υψίκορμο στοιχείο με παραμόρφωση λόγω καμπτικής και διατμητικής έντασης και με 6 βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο πεσσού και ανώφλιου. Το μηχανικό προσομοίωμα είναι πλαίσιο στο χώρο, αποτελούμενο από γραμμικά μέλη με τα οποία προσομοιώνονται οι πεσσοί και τα ανώφλια. Οι παραδοχές που γίνονται είναι ότι οι δυσκαμψίες E_{iy} , E_{iz} κάθε μέλους λαμβάνονται ίσες με αυτές της διατομής κάθετα στον άξονα x του πρισματικού μέλους, ως προς τους κύριους άξονες y και z της διατομής αυτής αντίστοιχα. Επίσης, οι κοινές περιοχές πεσσών και ανωφλίων θεωρούνται άκαμπτες. Στα άκρα κάθε μέλους υπολογίζονται η αξονική δύναμη N , οι ροπές M_z , M_y , οι τέμνουσες V_y , V_z και οι στρεπτική ροπή T . Έπειτα υπολογίζονται οι παράλληλες στον άξονα ορθές τάσεις στις διατομές των παρειών, των πεσσών και των ανωφλίων από τη σχέση:

$$\sigma_x = \frac{M_y}{J_y} z - \frac{M_z}{J_z} y + \frac{N}{bl} \quad (2.30)$$

Οι τάσεις σ_y είναι μηδενικές.

Οι διαμητικές τάσεις υπολογίζονται από την ακόλουθη σχέση: Όπου l , b οι οριζόντιες διαστάσεις του πεσσού, παράλληλες με τον y και z άξονα αντιστοίχως. Ισχύει $\tau_{xz}=0$ στην εσωτερική και εξωτερική επιφάνεια του τοίχου.

$$\tau_{xy} = \frac{V_y}{W_z l} \left(\frac{l^2}{4} - y^2 \right) \quad (2.31)$$

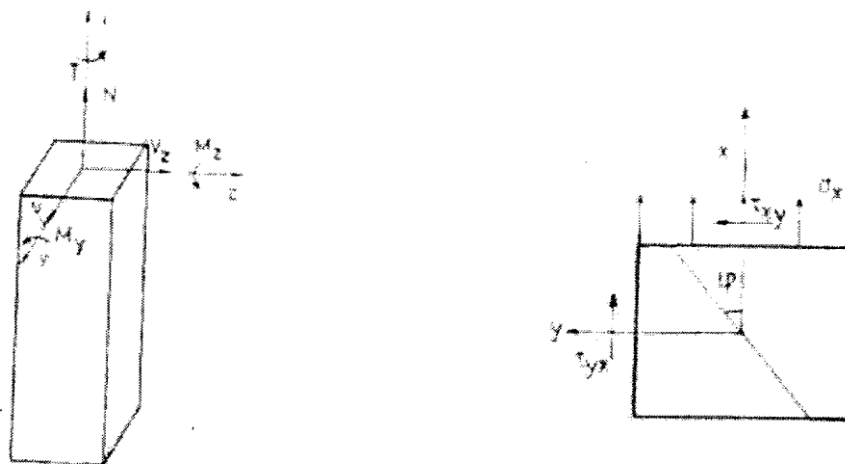
Οι κύριες τάσεις στα σημεία των επιφανειών αυτών είναι:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (2.32)$$

Η γωνία του επιπέδου των κυρίων τάσεων σχηματίζει με τον άξονα x γωνία φ , για την οποία ισχύει:

$$\tan 2\varphi = 2 \frac{\tau_{xy}}{\sigma_x} \quad (2.33)$$

Η μέθοδος του χωρικού πλαισίου προβλέπει σημαντικά μεγαλύτερες εφελκυστικές τάσεις από ότι η μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων.



Σχήμα 2.9: Εντατικά μεγέθη στο άκρο μέλους και γωνία φ των κυρίων τάσεων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Γενική παρουσίαση του προβλήματος

3.1 Αντικείμενο της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός της θεμελίωσης κυκλικής δεξαμενής με δύο διαφορετικές επιλύσεις και η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους. Συγκεκριμένα η πρώτη επίλυση αντιστοιχεί στο σχεδιασμό έναντι θραύσης (DC1) όπου υπό στατικές συνθήκες γίνεται επαύξηση των φορτίων με εφαρμογή επιμέρους συντελεστών ασφαλείας στις μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις ($\gamma_F=1,35$ & $1,50$ αντίστοιχα). Η δεύτερη επίλυση αντιστοιχεί στην ανάλυση λειτουργικότητας (DC3) και σε αντίθεση με την πρώτη εφαρμόζεται ένας ενιαίος συντελεστής στις εντάσεις ($\gamma_E=1,40$) που προκύπτουν από την ανάλυση με τις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων. Στην ανάλυση υπό σεισμικές δράσεις (DC2) και για τις δύο αναλύσεις οι επιμέρους συντελεστές των δράσεων και των αποτελεσμάτων λαμβάνονται ίσοι με την μονάδα ($\gamma_F, \gamma_E=1,00$). Οι δύο αυτές προσεγγίσεις αφορούν τις διατάξεις οι οποίες αναφέρονται στον «Σχεδιασμό μέσω οριακών καταστάσεων» του Ευρωκώδικα 7 (EC-7).

Σχετικά με τον όρο σχεδιασμός μέσω «Οριακών Καταστάσεων» Ο Simpson (1997) συνιστά ως πλέον κατανοητό τον ορισμό ότι «ο σχεδιασμός μέσω οριακών καταστάσεων περιλαμβάνει μία διαδικασία σχεδιασμού κατά την οποία δίνεται ιδιαίτερη σημασία στην αποφυγή τους». Οι οριακές καταστάσεις που ελέγχονται είναι καταστάσεις οι οποίες, εφ' όσον πραγματοποιηθούν, προκαλούν κάποιο «πρόβλημα» στην κατασκευή. Το «πρόβλημα» αυτό μπορεί να είναι καταστροφικό δηλαδή να προκαλεί την αστοχία της κατασκευής (Ultimate Limit State - ULS), όπως π.χ. διαρροή κάποιου τμήματος, ή να προκαλεί μή-αποδεκτή λειτουργία του έργου (Serviceability Limit States - SLS), όπως π.χ. αυξημένες καθιζήσεις. Συνεπώς, διακρίνονται δύο τύποι οριακών καταστάσεων :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States –ULS)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States – SLS)

Ο σχεδιασμός μέσω οριακών καταστάσεων (Limit State Design - LSD) σημαίνει ότι ουσιαστικά προσπαθούμε να αποφύγουμε τη δημιουργία ορισμένων «δυσμενών καταστάσεων». Το γεγονός αυτό έχει ως συνέπεια στις αναλύσεις να γίνεται χρήση «συντηρητικών τιμών» των παραμέτρων σχεδιασμού, και όχι των «πλέον πιθανών» τιμών των παραμέτρων αυτών.

Έτσι κατά το σχεδιασμό μέσω οριακών καταστάσεων, εξετάζεται εάν η κατασκευή ή μέρος αυτής ικανοποιεί μια σειρά απαιτήσεων (οριακών καταστάσεων), πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ανταποκρίνεται στις προδιαγραφές.

Όλοι οι Δομικοί Ευρωκώδικες αναφέρονται στον EN 1990 ο οποίος απαιτεί όπως ο σχεδιασμός των τεχνικών έργων γίνεται μέσω του ελέγχου έναντι οριακών καταστάσεων των εξής δύο τύπων :

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ultimate limit states - ULS) που αφορούν σε υπέρβαση της αντοχής (φέρουσας ικανότητας) κάποιου στοιχείου ή του συνόλου του έργου.
- Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (serviceability limit states - SLS) που αφορούν σε υπέρβαση των λειτουργικών απαιτήσεων του έργου, όπως υπερβολική (δηλαδή πέραν των αποδεκτών ορίων) υποχώρηση, μετακίνηση, στροφή, παραμόρφωση ή ρηγμάτωση.

Για την Γεωτεχνική ειδικότερα:

- Η οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS) συμβαίνει όταν δημιουργηθεί μηχανισμός θραύσεως στο έδαφος (αστοχία τύπου GEO) είτε όταν δημιουργηθεί μηχανισμός θραύσεως, ή σοβαρές βλάβες στην κατασκευή (αστοχία τύπου STR) είτε όταν προκληθεί απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους (θεώρηση στερεού σώματος) (αστοχία τύπου EQU).
- Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS) συμβαίνει όταν οι παραμορφώσεις του εδάφους επιφέρουν προβλήματα στη λειτουργικότητα της κατασκευής ή δημιουργούν μη αποδεκτές μετακινήσεις γενικότερα.

Γενικά, η διαστασιολόγηση των γεωτεχνικών έργων γίνεται με το δυσμενέστερο των ανωτέρω δύο κριτηρίων, που όμως δεν είναι γνωστό εκ των προτέρων, επειδή το πλέον κρίσιμο κριτήριο δεν εξαρτάται μόνο από το είδος του εδάφους αλλά και από το είδος και τις λειτουργικές απαιτήσεις της κατασκευής.

3.2 Τεχνικά χαρακτηριστικά

Το δεδομένο έργο (όπως προαναφέρθηκε) αφορά σε μία δεξαμενή (TANK-1) διαμέτρου 18.00 m και ύψους 11.00 m, χωρητικότητας 2550 m³, με μέγιστη στάθμη πλήρωσης ίση με 10.00 m. Η τοποθεσία του έργου βρίσκεται στο Λιμένα Θεσσαλονίκης.

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, η περιοχή κατασκευής του έργου εντάσσεται στη ζώνη I, με σεισμική επιτάχυνση a ίση με 0,16g, ενώ το έδαφος θεμελίωσης, μετά την προβλεπόμενη από τη γεωτεχνική μελέτη βελτίωση, κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους Γ, σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000.

Για την εκτίμηση των γεωτεχνικών συνθηκών που επικρατούν στην εξεταζόμενη περιοχή, λαμβάνονται υπόψη τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής μελέτης αξιολόγησης, η οποία εκπονήθηκε με βάση τα αποτελέσματα γεωτεχνικής έρευνας που διεξήχθη στο χώρο κατασκευής του έργου και περιλάμβανε τέσσερις στατικές πενετρομετρήσεις, βάθους 32.80 m έως 35.80 m, και μία ερευνητική – δειγματοληπτική γεώτρησης βάθους 25.45 m.

Παρουσιάζεται στη συνέχεια το γεωτεχνικό προσομοίωμα σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη στην περιοχή του έργου, στο οποίο δίνονται και οι τιμές των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων των εδαφικών στρώσεων. Κατά τη διεξαγωγή της έρευνας ο υπόγειος υδάτινος ορίζοντας εντοπίστηκε σε βάθος 0.90÷1.25m από την υφιστάμενη στάθμη του εδάφους, οριζόμενος από τη στάθμη της θάλασσας.

Βάθη (m)	Υφιστάμενη στάθμη εδάφους	Υψόμετρα (m)
0.0		+1.30
Υ.Υ.Ο. 1.20	FILL1: ΤΕΧΝΗΤΕΣ ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ αποτελούμενες από αργιλοϊλυώδη ΑΜΜΟ πολύ χαλαρή έως χαλαρή με αρκετό ποσοστό χαλίκων (SC-SM). Παρουσία κεραμικών. $q_c=0.872$ $W=10.0$ $\phi' \geq 32$ $E_s \geq 4.0$ $\gamma \approx 22.2$ $W_L=23.5$ $c'=0$	Υ.Υ.Ο. +0.00
1.0 (0.0÷2.2)		+0.30
8.0 (4.1÷10.6)	FILL2: ΤΕΧΝΗΤΕΣ ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ αποτελούμενες από ιλυώδη ΑΜΜΟ χαλαρή - μέσης πυκνότητας έως κατά θέσεις πυκνή (SM). $N=7$ $W=21.8$ $\phi'=34$ $E_s=12.0$ $q_c=3.216$ $W_L=20.9$ $c'=2$ $\gamma \approx 20.3$ $PI=2.2$	
18.0 (17.4÷18.7)	CH: ΑΡΓΙΛΟΣ υψηλής πλαστικότητας, μαλακή (CH) με αρκετό ποσοστό οργανικών. $N=8$ $W=60.6$ $C_u=16$ $C_c=0.516$ $q_c=0.348$ $W_L=57.8$ $e_0=1.640$ $C_r=0.114$ $\gamma \approx 16.5$ $PI=29.4$ $C_v=0.037$ $E_s=1.9$	-6.70
27.5 (27.4÷27.7)	C: ΑΡΓΙΛΟΣ έως αμμώδης άργιλος χαμηλής πλαστικότητας, μαλακή έως μέσης συνεκτικότητας (CL). Παρουσία οργανικών και κελύφων θαλάσσιων οργανισμών. $N \geq 10$ $W=24.1$ $C_u=25$ $C_c=0.156$ $q_c=1.718$ $W_L=33.2$ $e_0=0.663$ $C_r=0.017$ $\gamma=20.1$ $PI=17.2$ $C_v=0.058$ $E_s=4.7$	-16.70
32.3 (30.4÷33.6)	CL: ΑΡΓΙΛΟΣ έως αμμώδης άργιλος μέσης συνεκτικότητας έως σφιγρή. $q_c=2.114$ $\gamma \approx 20.5$ $C_u=70$ $E_s=8.0$	-26.20
>34.8	SC-CL: Εναλλαγές πυκνής ιλυώδους - αργιλώδους ΑΜΜΟΥ και πολύ σφιγρής αμμώδους αργίλου. $q_c > 20.0$ $C_u \geq 150$ $E_s > 30.0$ $\gamma=21.5$ $\phi' \geq 35$ $c' \geq 0$	-31.00
		<-33.50

ΥΠΟΜΝΗΜΑ:

Υ.Υ.Ο. : Στάθμη υπόγειου υδάτινου οριζοντα (m)

q_c	: Αντίσταση αιχμής στατικού πεντρομέτρου (MPa)	γ	: Υγρό φαινόμενο βάρος (kN/m^3)
C_u	: Αστράγγιστη διατμητική αντοχή (kPa)	ϕ'	: Ενεργός γωνία τριβής ($^\circ$)
c'	: Ενεργός συνοχή (kPa)	W	: Φυσική υγρασία (%)
W_L	: Όριο υδαρότητας	PI	: Δείκτης πλαστικότητας
C_c	: Δείκτης συμπίεστικότητας (κανονικά στερεοποιημένου εδάφους)		
C_r	: Δείκτης συμπίεστικότητας (προστερεοποιημένο εδάφους)		
C_v	: Συντελεστής στερεοποίησης ($m^2/month$)		
E_s	: Μέτρο συμπίεστικότητας (MPa)		

Σχήμα 3.1: Εδαφική τομή- Παράμετροι σχεδιασμού

Όπως φαίνεται και παραπάνω στο εδαφικό προφίλ η ύπαρξη επιφανειακών εδαφικών στρώσεων, οι οποίες αποτελούνται αρχικά από τις στρώσεις επίχωσης της θάλασσας (FILL1 και FILL2) και στη συνέχεια από μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους, υλικά μικρής διαμητικής αντοχής και πολύ υψηλής συμπίεστότητας, καθιστούν επιβεβλημένη την επιλογή βαθιάς θεμελίωσης με φρεατοπασσάλους. Η λύση αυτή προσφέρει το πλεονέκτημα της ασφαλούς θεμελίωσης σε στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης, λόγω της άμεσης μεταφοράς των φορτίων λειτουργίας σε βαθύτερα εδαφικά στρώματα υψηλότερης φέρουσας ικανότητας, με καθιζήσεις εντός των αποδεκτών ορίων.

Ειδικότερα, ο φορέας της θεμελίωσης της δεξαμενής περιλαμβάνει την πλάκα – κεφαλόδεσμο και 21 πάσσαλους διαμέτρου 1.00 m. Η πλάκα έχει διάμετρο 20.00 m, ενώ το πάχος της κυμαίνεται από 1.50 m στον εξωτερικό δακτύλιο πλάτους 2.00 m έως 0.80 m στην υπόλοιπη περιοχή. Οι πάσσαλοι τοποθετούνται ένας κεντρικά της πλάκας και οι υπόλοιποι σε δύο σειρές σε κυκλική διάταξη διαμέτρου 10.00 m (8 πάσσαλοι) και 18.00 m (12 πάσσαλοι). Η στάθμη έδρασης της δεξαμενής (άνω παρειά πλάκας-κεφαλόδεσμου) βρίσκεται στο υψόμετρο των +2.20 m, η υφιστάμενη στάθμη εδάφους βρίσκεται στα +1.20 m περίπου, οι δε πάσσαλοι εδράζονται στο βάθος των -34.80 m, στη στρώση της πυκνής ιλυώδους – αργιλώδους άμμου (SC-CL). Η πλάκα- κεφαλόδεσμος καθώς και οι πάσσαλοι παρουσιάζονται σχηματικά στο Παράρτημα Α.

3.3 Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας πασσάλων

3.3.1 Απόκριση υπό κατακόρυφη φόρτιση

Στη συνέχεια δίνονται οι υπολογισμοί της φέρουσας ικανότητας και των επιτρεπόμενων κατακόρυφων φορτίων, των κατακόρυφων ελατηριακών σταθερών (που θα χρησιμοποιηθούν στην επίλυση του προβλήματος) καθώς και των καθιζήσεων των πασσάλων, με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υπεδάφους.

Πραγματοποιήθηκαν υπολογισμοί για πάσσαλο διαμέτρου 100cm εδραζόμενο στο βάθος των -34.80 m, με βάση το Γερμανικό Κανονισμό DIN4014, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται συνοπτικά στον πίνακα που ακολουθεί.

Αναλυτικά οι υπολογισμοί δίνονται στο Παράρτημα Β, όπου ειδικότερα απεικονίζονται ή αναγράφονται τα ακόλουθα:

- Ο πάσσαλος, η έδρασή του και το βάθος από το οποίο αρχίζει η συμβολή της πλευρικής τριβής.
- Οι στρώσεις του υπεδάφους, τα όρια και οι παράμετροι τους.
- Η συνεισφορά κάθε στρώσης στην πλευρική αντίσταση Q_r , με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά κάθε στρώσης (πάχος, επιφάνεια, μοναδιαία τριβή T_m).
- Η τάση αιχμής και η αντίσταση αιχμής Q_s για τις αντίστοιχες καθιζήσεις.
- Η αντίσταση τριβής, αιχμής και το σύνολό τους για τις προτεινόμενες τιμές των καθιζήσεων.
- Η συνολική ελατηριακή σταθερά απόκρισης του πασσάλου σε κατακόρυφα φορτία.
- Τα επιτρεπόμενα φορτία κατά DIN και τα αντίστοιχα κατά τον Ευρωκώδικα ENV 1997-1 καθώς και οι αντίστοιχες καθιζήσεις και τα ελατήρια συνολικής απόκρισης σε κατακόρυφα φορτία.

Οι παράμετροι σχεδιασμού επιλέγονται από τις τιμές του γεωτεχνικού προσομοιώματος σε συνδυασμό με τον τύπο του ελέγχου που αντιστοιχεί στο προς κατασκευή έργο. Σημειώνεται ότι για τη στρώση SC-CL, η οποία περιέχει σημαντικό ποσοστό λεπτόκοκκου κλάσματος, για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων λαμβάνεται ως "συνεκτική" σύμφωνα με τη διάταξη της παραγράφου 2.1.1.2 του DIN 1054, κατά την οποία ως συνεκτικά υλικά χαρακτηρίζονται εκείνα με ποσοστό λεπτοκόκκων (διαμέτρου μικρότερης ή ίσης των 0,06 mm) μεγαλύτερο του 15%.

Μήκος/ Διάμετρος Πασσάλου (m)	Οριακά φορτία (kN)			Επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία				Ελατηριακή Σταθερά K (MN/m)	Για Καθίζηση S (cm)
				Q _{επ} (kN) κατά DIN 4014	Q _{επ} (kN) κατά E39/9 9	Q _{επ} (kN) κατά			
	Αιχμής Q _s	Τριβής Q _r	Ολικό Q	Φόρτιση 1	DA-2	DA-1			
36.00 /1.00	903	2825	3728	1864	2868	2607	2737	172.2	1.9

Πίνακας 3.1: Οριακά και επιτρεπόμενα φορτία μεμονωμένου πασσάλου

Οι πάσσαλοι πρέπει να ελεγχθούν ως προς την ικανότητα ανάληψης των μέγιστων αξονικών φορτίων, τα οποία προκύπτουν από την τελική επίλυση.

Σημειώνεται ότι για τον έλεγχο επάρκειας έναντι αξονικής δύναμης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1997-1 και το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα, ο έλεγχος αντιστοιχεί στον Τρόπο Ανάλυσης 2, παραλλαγή DA-2*, και περιλαμβάνει την εφαρμογή μερικών συντελεστών αντίστασης γ_R της ομάδας R2, και επιμέρους συντελεστές υλικών γ_M της ομάδας M1 (ίσοι με τη μονάδα για όλες τις εδαφικές παραμέτρους), ενώ γίνεται χρήση συντελεστή προσομοίωσης $\gamma_m=1.3$.

3.3.2 Απόκριση υπό οριζόντια φόρτιση

Η οριζόντια απόκριση των πασσάλων προσδιορίστηκε με χρήση των καμπύλων 'p-y' (Reese et al., 1975). Το έδαφος προσομοιώθηκε με οριζόντια ελατήρια, οι τιμές των οποίων αποδόθηκαν στο προσομοίωμα στην αρχή και στο τέλος κάθε στρώσης. Η δυσκαμψία των ελατηρίων ισούται με το μέσο όρο της κλίσης του κάθε κλάδου στο εκάστοτε διάγραμμα 'p-y'.

Για τον προσδιορισμό των καμπύλων 'p-y' πραγματοποιήθηκε επίλυση του πασσάλου με το πρόγραμμα αριθμητικής ανάλυσης LPILE. Προσομοιώθηκε πάσσαλος διαμέτρου 1.00m πακτωμένης κεφαλής, η οριζόντια απόκριση του οποίου περιγράφηκε μέσω των καμπυλών 'p-y' για ανακυκλιζόμενες συνθήκες φόρτισης. Για τις τελικές τιμές της δυσκαμψίας των οριζόντιων ελατηρίων πραγματοποιείται μείωση της αντίστασης των καμπύλων 'p-y' στο 85% λόγω αλληλεπίδρασης ομάδας (μέθοδος 'p-multipliers'). Οι καμπύλες 'p-y', καθώς και οι υπολογισμοί των ελατηριακών σταθερών παρουσιάζονται στο Παράρτημα Γ.

Στρώση 1		Στρώση 2		Στρώση 3	
Κορυφή	34,51	Κορυφή	731,93	Κορυφή	5742,36
Βάση	659,36	Βάση	5586,12	Βάση	5742,36
Στρώση 4		Στρώση 5		Στρώση 6	
Κορυφή	7655,99	Κορυφή	19102,33	Κορυφή	23078,06
Βάση	7655,99	Βάση	19102,33	Βάση	25727,55

Πίνακας 3.2: Οριζόντιες ελατηριακές σταθερές για την κάθε στρώση σε kN/m

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Ανάλυση φορέα και αποτελέσματα της ανάλυσης

4.1 Επίλυση του προβλήματος

Για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση της θεμελίωσης χρησιμοποιείται ενιαίο χωρικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Η πλάκα-κεφαλόδεσμος προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell elements) πάχους 0.80 και 1.50 m (group 3 και 1-2 αντίστοιχα) ενώ οι πάσσαλοι με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία κυκλικής διατομής διαμέτρου 1m (group 5). Η γραφική απεικόνιση της προσομοίωσης του φορέα παρουσιάζεται στο Παράρτημα Α.

Οι επιλύσεις για την ανάλυση και διαστασιολόγηση της θεμελίωσης πραγματοποιούνται με το πρόγραμμα αριθμητικής ανάλυσης SOFiSTiK της εταιρίας SOFiSTiK GmbH, München, Deutschland.

Τα φορτία που ελήφθησαν υπόψη κατά τις αναλύσεις είναι αυτά που προέκυψαν από την επίλυση της ανωδομής της δεξαμενής και δίνονται στον παρακάτω πίνακα (σημειώνεται ότι οι τιμές του πίνακα αποτελούν αντιπροσωπευτικές τιμές δράσεων S_k και δεν περιλαμβάνουν τους επιμέρους συντελεστές).

ΜΟΝΙΜΑ(G)	ΦΟΡΤΙΟ ΥΛΙΚΟΥ ΠΛΗΡΩΣΗΣ (G)	ΑΝΕΜΟΣ (W)		ΣΕΙΣΜΟΣ (E)	
N (kN)	N (kN)	V (kN)	M (kN*m)	V (kN)	M (kN*m)
844	24963	252	1423	10537	47980

Πίνακας 4.1: Φορτία ανωδομής για τον υπολογισμό της θεμελίωσης

Εκτός των φορτίων αυτών, λήφθηκε υπόψη το ίδιο βάρος της πλάκας θεμελίωσης ($\gamma=25\text{kN/m}^3$) και κατά την σεισμική ανάλυση η αδρανειακή δύναμη του σεισμού ($F=\alpha*\gamma*\eta*\theta*\beta_0*(1/q)*m_{\text{φορέα}}$). Η διαστασιολόγηση τόσο της πλάκας όσο και των πασσάλων έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1-1) και του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1), καθώς και των ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ2000, για σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 και χάλυβα B500c, για τους προβλεπόμενους συνδυασμούς δράσεων. Η επικάλυψη των οπλισμών επιλέγεται ίση με 70mm στους φρεατοπασσάλους και 50mm για την πλάκα.

Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθεί ότι το φορτίο του υλικού πλήρωσης παρόλο που μπορεί να μεταβληθεί, στους υπολογισμούς θεωρήθηκε ως μόνιμο διότι το δεδομένο έργο σχεδιάζεται ώστε να βρίσκεται σε πληρότητα στο μεγαλύτερο διάστημα του χρόνου ζωής του. Σημειώνεται ακόμα ότι για την περίπτωση του σεισμικού σχεδιασμού, τα σεισμικά φορτία δεν συνδυάζονται με τα φορτία του ανέμου.

4.1.1 Έλεγχος πασσάλων

Μετά το πέρας των απαιτούμενων επιλύσεων οι πάσσαλοι πρέπει να ελεγχθούν ως προς την ικανότητα ανάληψης των μέγιστων αξονικών φορτίων.

Οι μέγιστες τιμές των αξονικών δυνάμεων που καλούνται να αναλάβουν οι πάσσαλοι, όπως αυτές προκύπτουν από τις παραπάνω επιλύσεις για κάθε συνδυασμό, είναι :

- Συνδυασμός φόρτισης χωρίς σεισμό: $N_I= 2670.08 \text{ kN} > 2607 \text{ kN}$
- Συνδυασμός φόρτισης με σεισμό: $N_{II}= 1916.00 \text{ kN} < 2868 \text{ kN}$

Κατά τον σεισμικό σχεδιασμό τα θλιπτικά φορτία στην κεφαλή του εκάστοτε πασσάλου είναι μικρότερα του επιτρεπόμενου που προβλέπεται στον Ευρωκώδικα. Αντίθετα κατά τη μη-σεισμική φόρτιση τα φορτία είναι αυξημένα κατά περίπου 2% σε σχέση με τα επιτρεπόμενα. Επειδή η διαφορά αυτή είναι πολύ μικρή το δεδομένο αποτέλεσμα γίνεται αποδεκτό.

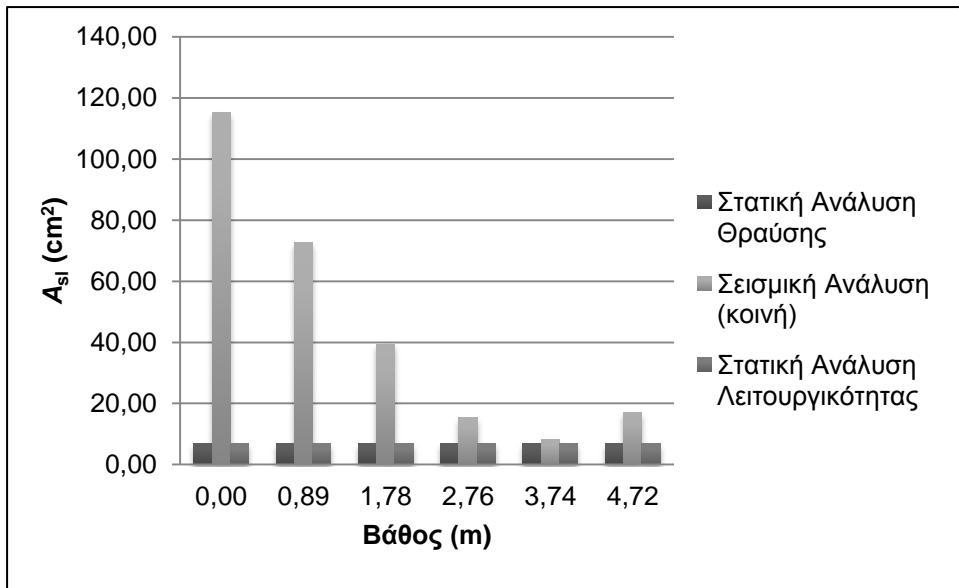
4.2 Παρουσίαση αποτελεσμάτων για τους πασσάλους

Για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων, όπως αυτά προέκυψαν από την επίλυση, επιλέχθηκαν οι πάσσαλοι (ένας για κάθε ανάλυση) στους οποίους εμφανίστηκαν οι μέγιστες τιμές οπλισμών και δράσεων. Οι συγκρίσεις και ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο. Υπενθυμίζεται ότι τα αποτελέσματα της δεύτερης περίπτωσης στατικής ανάλυσης (DC3) έχουν προκύψει μετά από πολλαπλασιασμό των εντατικών μεγεθών της ανάλυσης λειτουργικότητας με το σταθμισμένο συντελεστή 1,4.

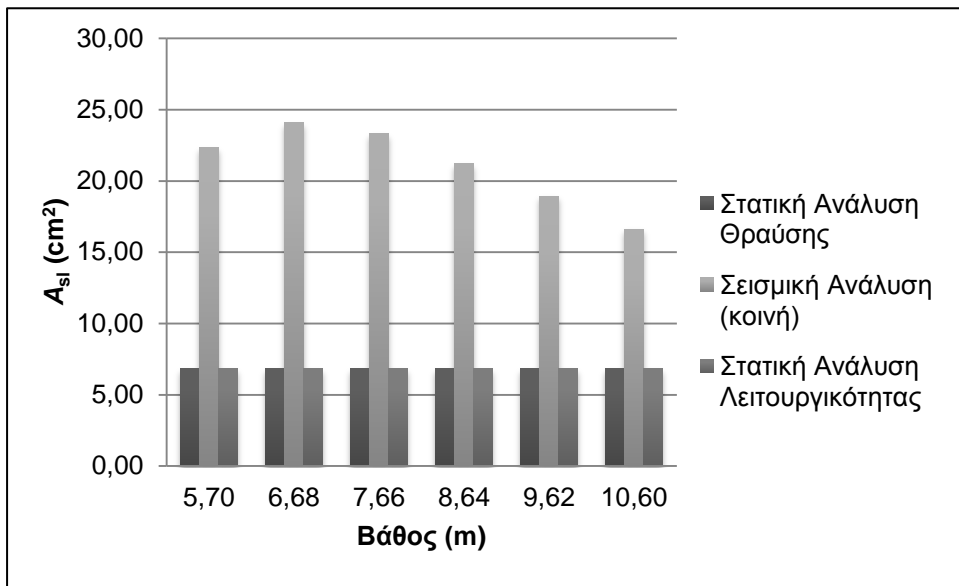
4.2.1 Δράσεις και οπλισμοί κάμψης

Βάθος (m)	Στατική Ανάλυση Θραύσης A_{sl} (cm ²)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) A_{sl} (cm ²)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας A_{sl} (cm ²)
0,00	6,79	115,24	6,79
0,89	6,79	72,76	6,79
1,78	6,79	39,41	6,79
2,76	6,79	15,45	6,79
3,74	6,79	8,27	6,79
4,72	6,79	17,20	6,79
5,70	6,79	22,32	6,79
6,68	6,79	24,06	6,79
7,66	6,79	23,32	6,79
8,64	6,79	21,20	6,79
9,62	6,79	18,92	6,79
10,60	6,79	16,61	6,79
11,58	6,79	14,36	6,79
12,56	6,79	12,21	6,79
13,54	6,79	10,21	6,79
14,52	6,79	8,36	6,79
15,50	6,79	6,79	6,79
16,48	6,79	6,79	6,79

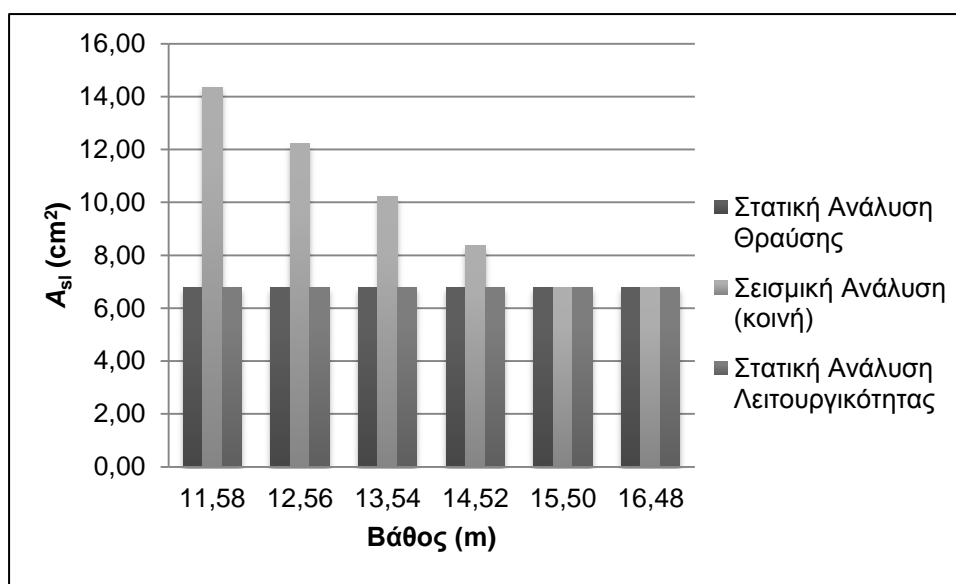
Πίνακας 4.2: Οπλισμοί κάμψης



Σχήμα 4.1: Οπλισμοί κάμψης

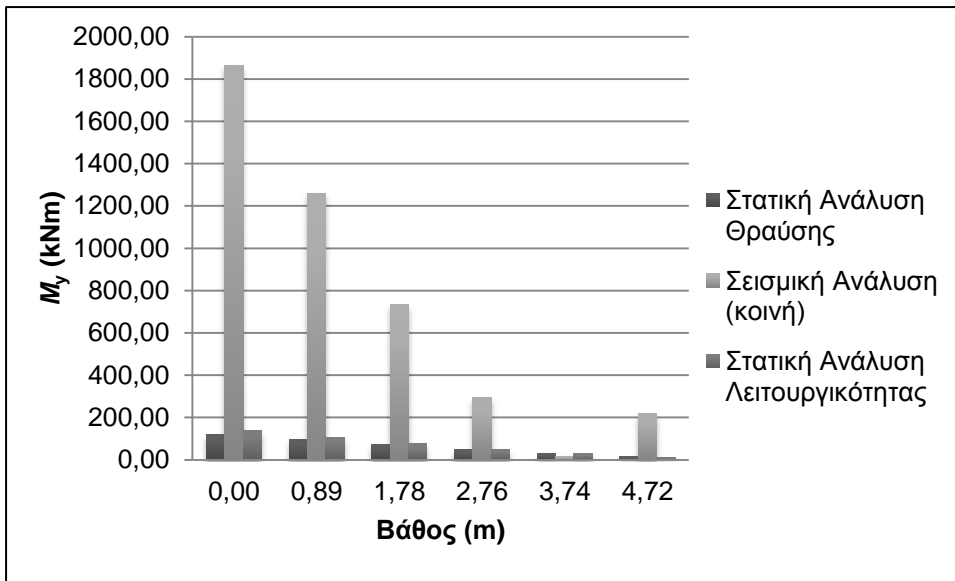


Σχήμα 4.2: Οπλισμοί κάμψης

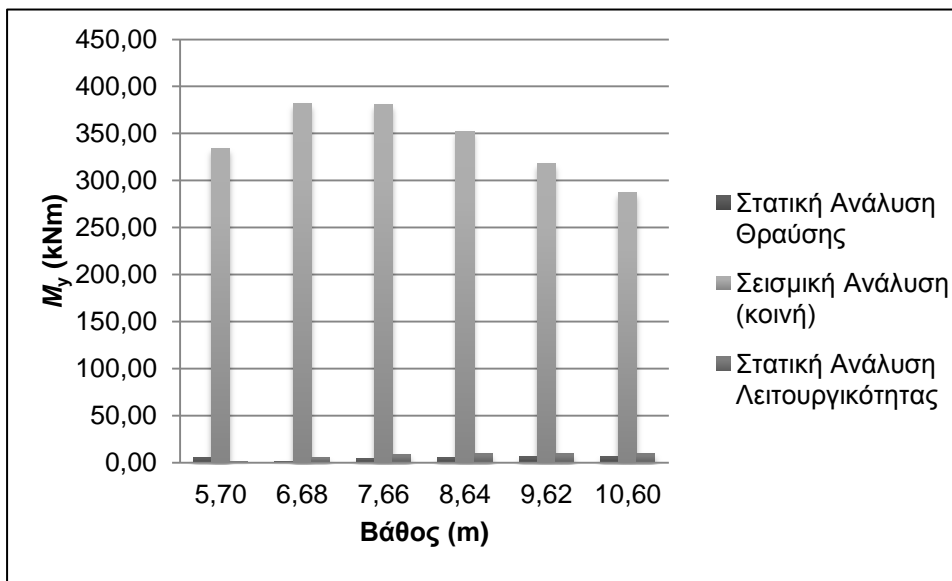
**Σχήμα 4.3:** Οπλισμοί κάμψης

Βάθος (m)	Στατική Ανάλυση Θραύσης M_y (kNm)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) M_y (kNm)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας M_y (kNm)
0,00	120,81	1862,90	136,88
0,89	94,69	1260,50	104,93
1,78	70,31	734,32	75,54
2,76	47,51	293,14	48,72
3,74	29,15	17,44	27,64
4,72	15,13	219,08	11,94
5,70	5,14	333,59	1,11
6,68	1,23	381,44	5,53
7,66	4,48	380,87	8,61
8,64	5,48	351,62	9,23
9,62	5,99	317,33	9,32
10,60	6,21	286,52	9,11
11,58	6,20	249,16	8,69
12,56	6,00	212,51	8,09
13,54	5,67	177,33	7,39
14,52	5,24	144,10	6,61
15,50	4,74	113,12	5,78
16,48	4,20	84,50	4,96

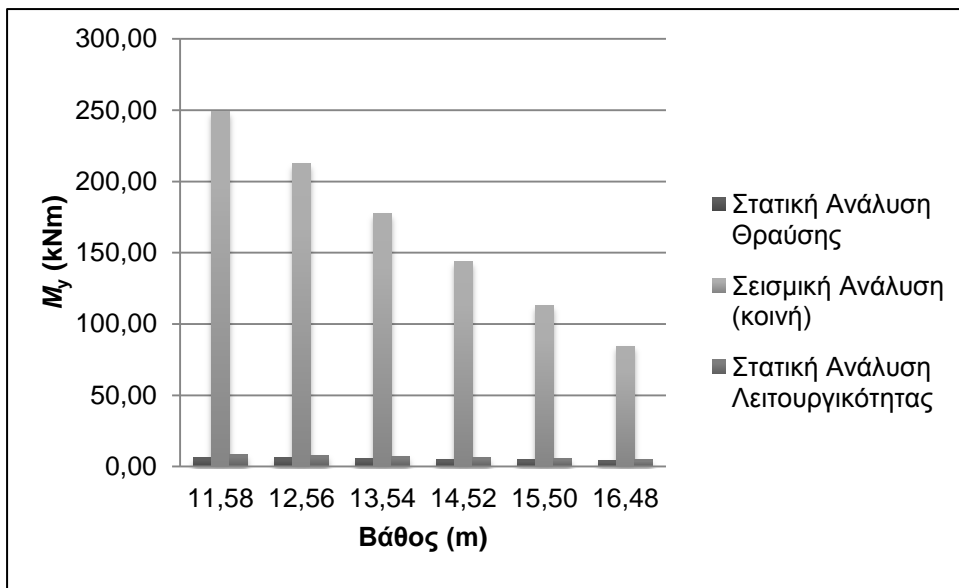
Πίνακας 4.3: Ροπές κάμψης



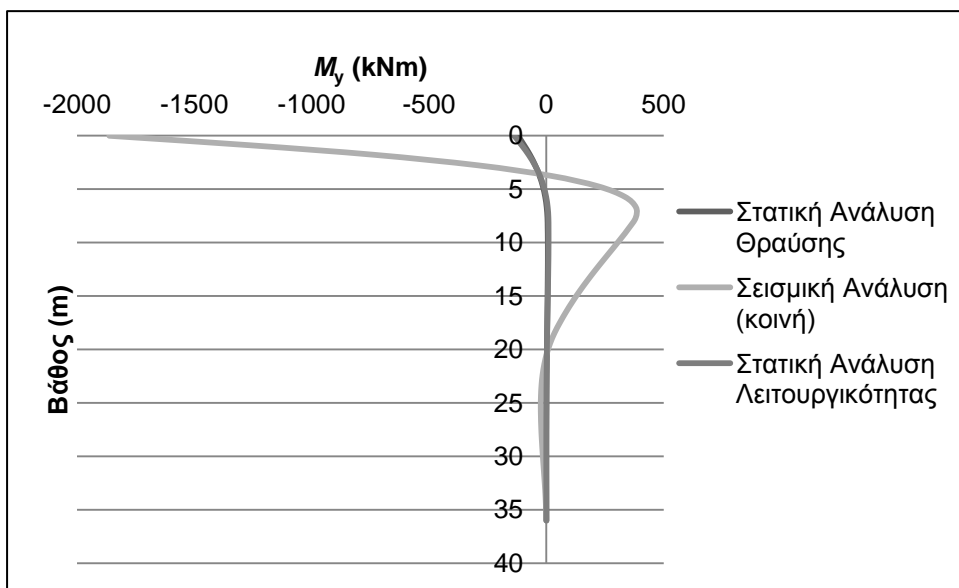
Σχήμα 4.4: Ροπές κάμψης



Σχήμα 4.5: Ροπές κάμψης



Σχήμα 4.6: Ροπές κάμψης

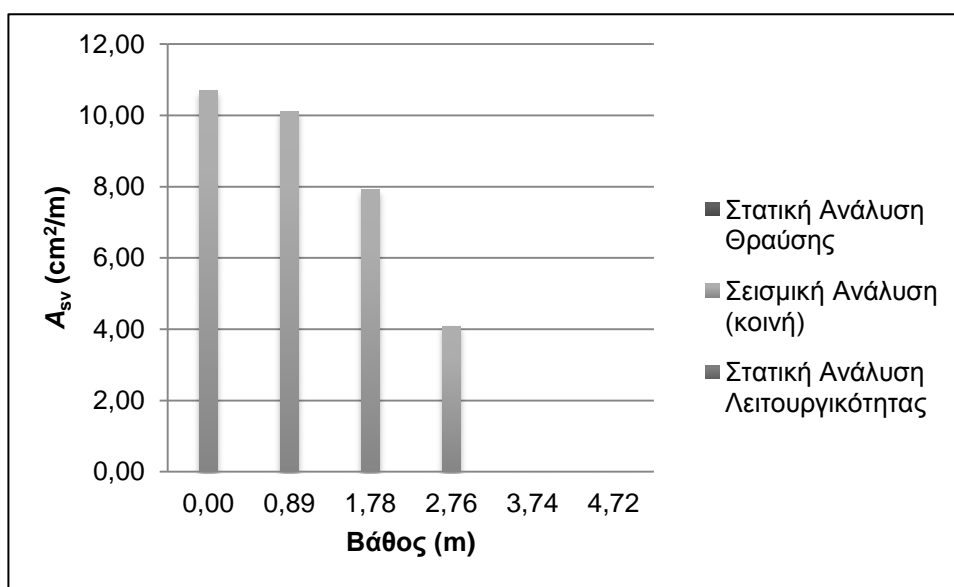


Σχήμα 4.7: Διάγραμμα ροπών κάμψης

4.2.2 Δράσεις και οπλισμοί διάτμησης

Βάθος (m)	Στατική Ανάλυση Θραύσης A_{sv} (cm ² /m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) A_{sv} (cm ² /m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας A_{sv} (cm ² /m)
0,00	0,00	10,70	0,00
0,89	0,00	10,11	0,00
1,78	0,00	7,91	0,00
2,76	0,00	4,09	0,00
3,74	0,00	0,00	0,00
4,72	0,00	0,00	0,00

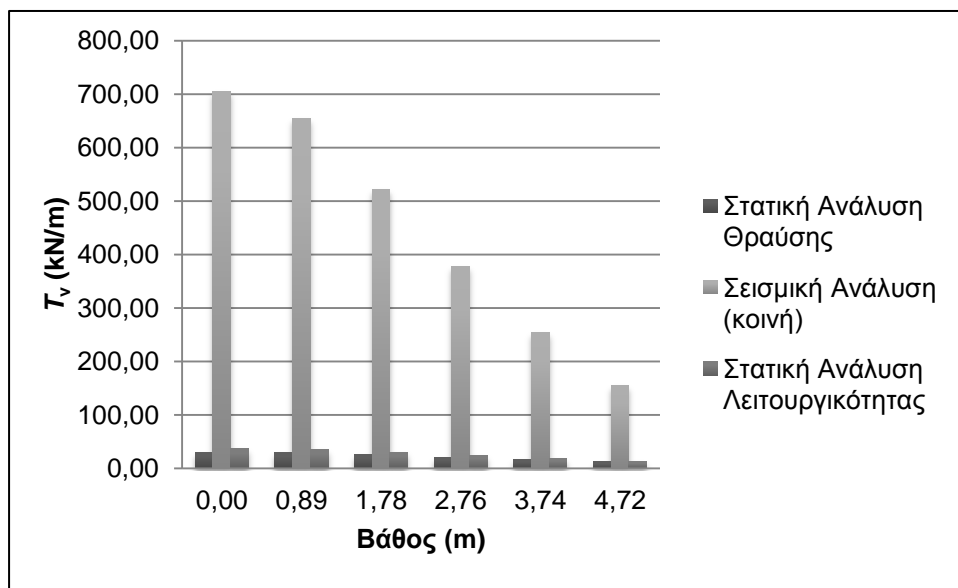
Πίνακας 4.4: Οπλισμοί διάτμησης



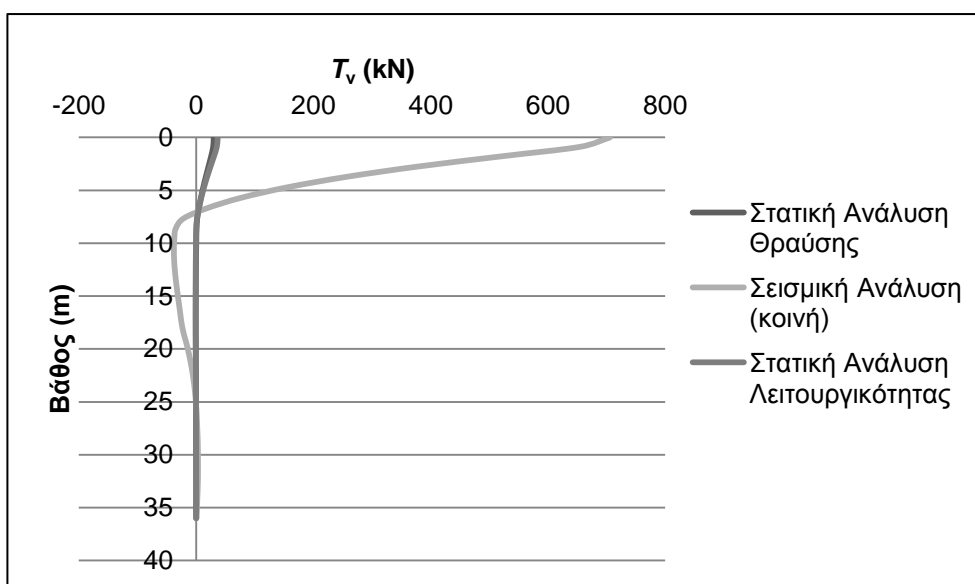
Σχήμα 4.8: Οπλισμοί διάτμησης

Βάθος (m)	Στατική Ανάλυση Θραύσης T_v (kN/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) T_v (kN/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας T_v (kN/m)
0,00	30,04	705,74	36,79
0,89	29,07	654,39	35,27
1,78	25,60	521,50	30,42
2,76	21,05	377,16	24,43
3,74	16,47	254,60	18,66
4,72	12,14	154,84	13,38

Πίνακας 4.5: Τέμνουσες δυνάμεις



Σχήμα 4.9: Τέμνουσες δυνάμεις

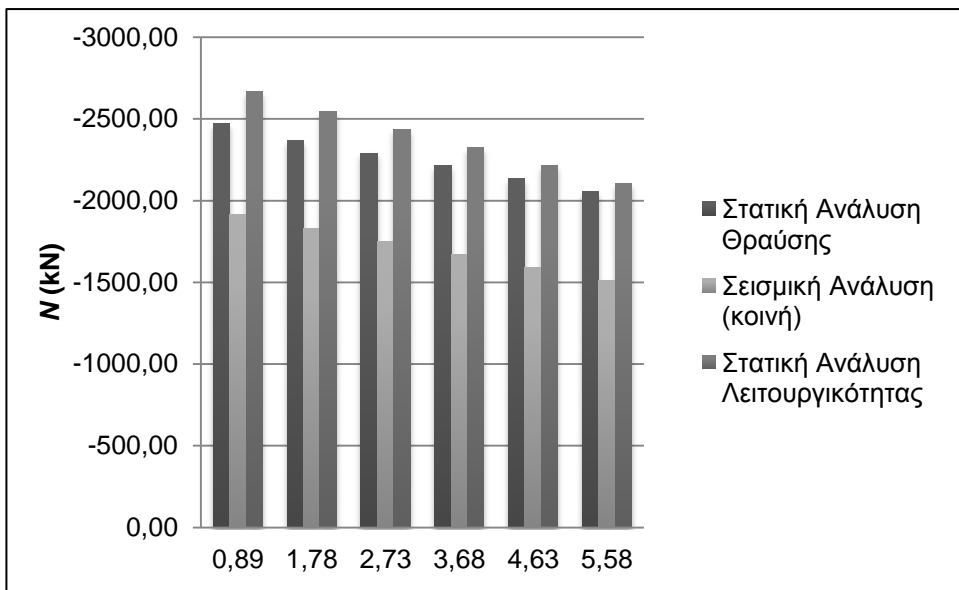


Σχήμα 4.10: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

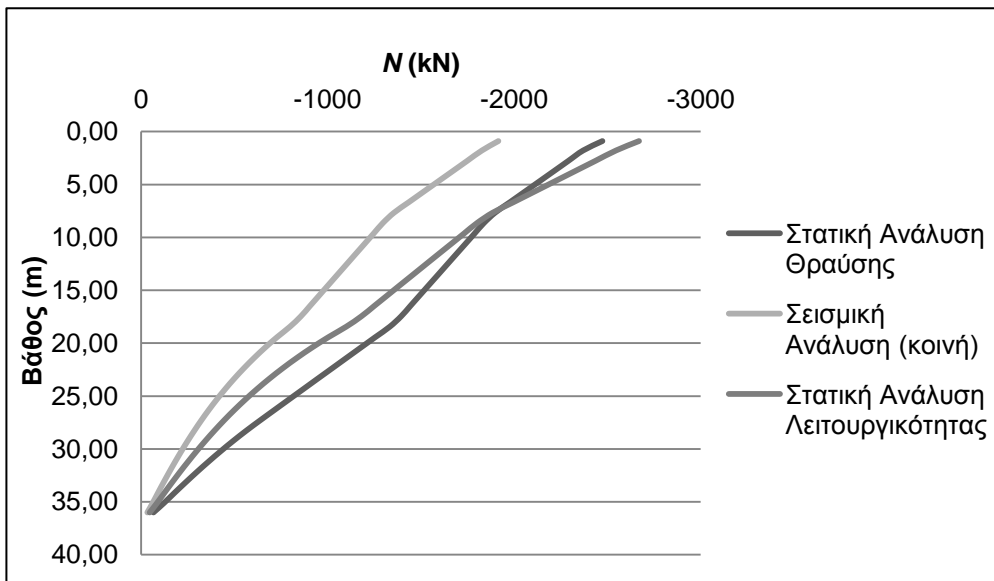
4.2.3 Αξονικές δυνάμεις

Βάθος (m)	Στατική Ανάλυση Θραύσης N (kN)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) N (kN)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας N (kN)
0,89	-2473,80	-1916,00	-2670,08
1,78	-2370,30	-1827,70	-2546,74
2,73	-2291,60	-1749,10	-2436,56
3,68	-2213,00	-1670,50	-2326,24
4,63	-2134,30	-1591,90	-2216,06
5,58	-2055,70	-1513,40	-2105,88

Πίνακας 4.6: Αξονικές δυνάμεις



Σχήμα 4.11: Αξονικές δυνάμεις



Σχήμα 4.12: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

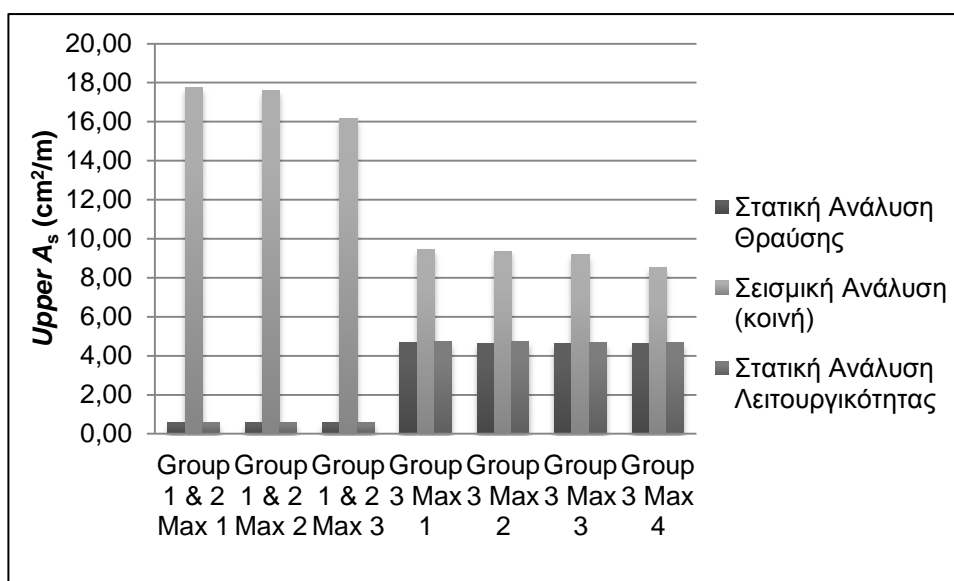
4.3 Παρουσίαση αποτελεσμάτων για την πλάκα-κεφαλόδεσμο

Για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων, όπως αυτά προέκυψαν από την επίλυση, επιλέχτηκαν χαρακτηριστικά στοιχεία (elements) στα οποία εμφανίστηκαν οι μέγιστες τιμές οπλισμών και δράσεων (θετικών και αρνητικών τιμών). Για την καλύτερη και ορθότερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων η πλάκα χωρίστηκε σε δύο τμήματα. Το πρώτο τμήμα περιλαμβάνει τον εξωτερικό δακτύλιο (Group 1&2) πάχους 1,50m και το δεύτερο την εσωτερική κυκλική επιφάνεια (Group 3) πάχους 0,80m. Οι συγκρίσεις και ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο.

4.3.1 Οπλισμοί Πλάκας

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης Upper A _s (cm ² /m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) Upper A _s (cm ² /m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας Upper A _s (cm ² /m)
Group 1&2 Max 1	0,57	17,77	0,58
Group 1&2 Max 2	0,57	17,59	0,58
Group 1&2 Max 3	0,56	16,15	0,57
Group 3 Max 1	4,66	9,46	4,73
Group 3 Max 2	4,64	9,37	4,72
Group 3 Max 3	4,63	9,19	4,69
Group 3 Max 4	4,62	8,54	4,67

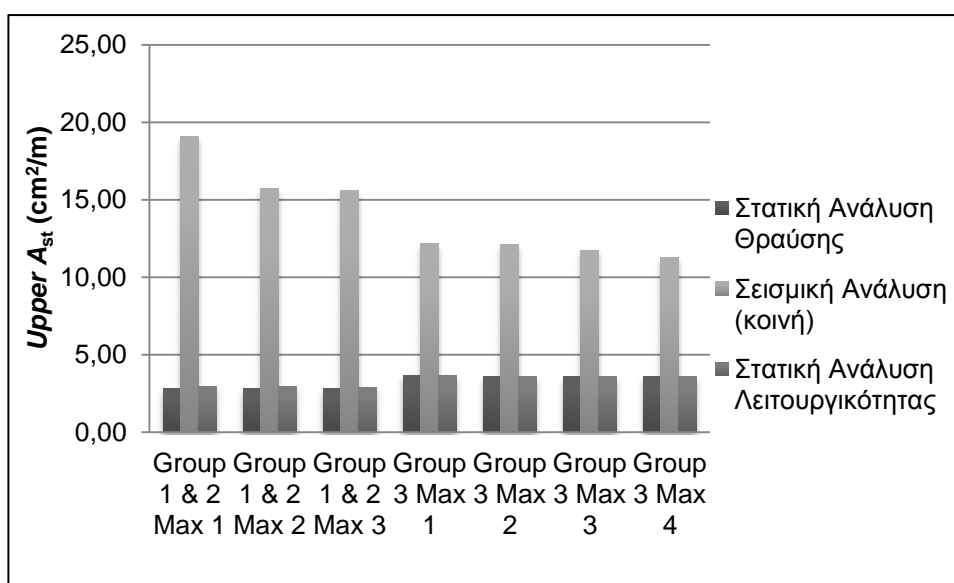
Πίνακας 4.7: Κύριος οπλισμός κάτω παρειάς πλάκας



Σχήμα 4.13: Κύριος οπλισμός κάτω παρειάς πλάκας

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης $Upper A_{st}$ (cm ² /m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) $Upper A_{st}$ (cm ² /m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας $Upper A_{st}$ (cm ² /m)
Group 1&2 Max 1	2,84	19,08	2,94
Group 1&2 Max 2	2,84	15,74	2,92
Group 1&2 Max 3	2,83	15,57	2,91
Group 3 Max 1	3,63	12,14	3,63
Group 3 Max 2	3,59	12,13	3,60
Group 3 Max 3	3,57	11,75	3,59
Group 3 Max 4	3,56	11,27	3,57

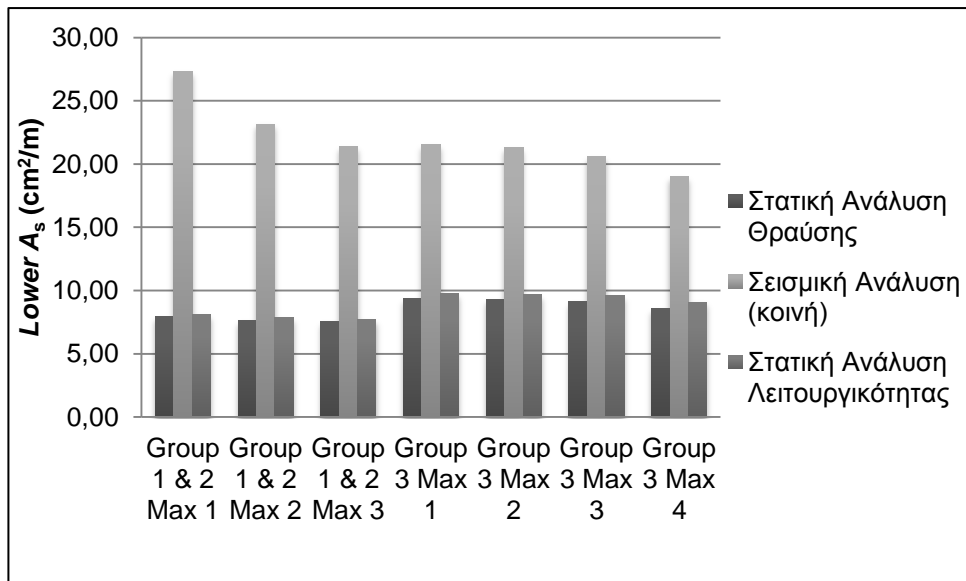
Πίνακας 4.7: Δευτερεύων οπλισμός κάτω παρειάς πλάκας



Σχήμα 4.14: Δευτερέων οπλισμός κάτω παρειάς πλάκας

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης <i>Lower A_s</i> (cm ² /m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) <i>Lower A_s</i> (cm ² /m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας <i>Lower A_s</i> (cm ² /m)
Group 1&2 Max 1	7,93	27,33	8,13
Group 1&2 Max 2	7,61	23,16	7,89
Group 1&2 Max 3	7,54	21,41	7,74
Group 3 Max 1	9,36	21,58	9,79
Group 3 Max 2	9,34	21,31	9,66
Group 3 Max 3	9,15	20,59	9,59
Group 3 Max 4	8,60	19,02	9,10

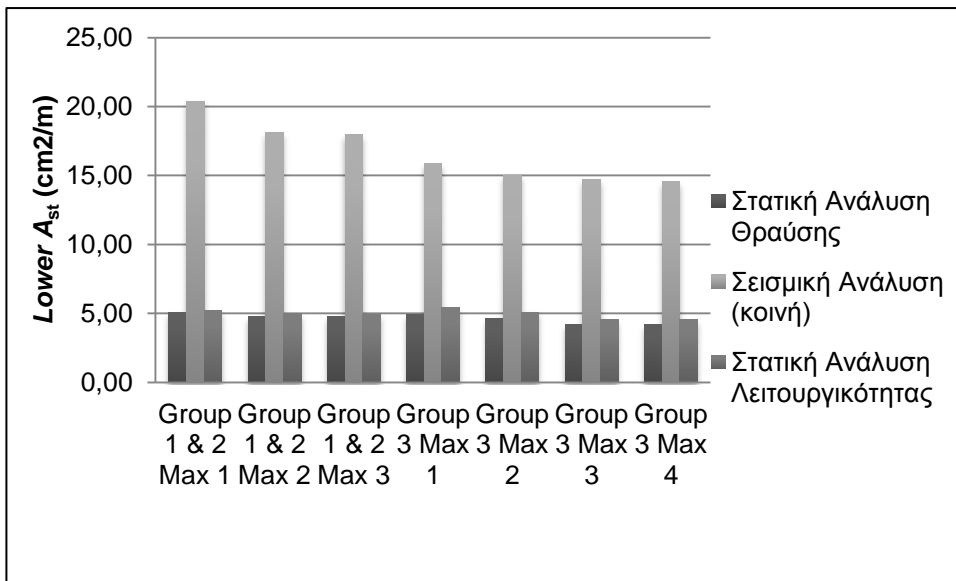
Πίνακας 4.8: Κύριος οπλισμός άνω παρειάς πλάκας



Σχήμα 4.15: Κύριος οπλισμός άνω παρειάς πλάκας

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης $Lower A_{st}$ (cm ² /m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) $Lower A_{st}$ (cm ² /m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας $Lower A_{st}$ (cm ² /m)
Group 1&2 Max 1	5,06	20,40	5,23
Group 1&2 Max 2	4,80	18,12	5,02
Group 1&2 Max 3	4,80	17,99	4,93
Group 3 Max 1	4,90	15,91	5,45
Group 3 Max 2	4,64	15,03	5,10
Group 3 Max 3	4,23	14,75	4,53
Group 3 Max 4	4,17	14,58	4,53

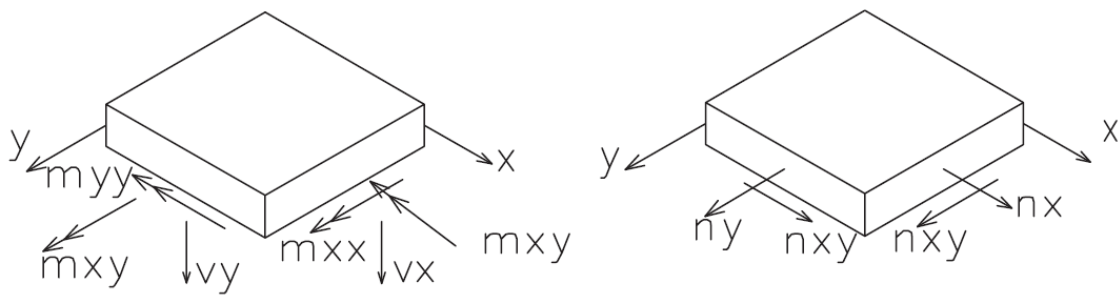
Πίνακας 4.9: Δευτερεύων οπλισμός άνω παρειάς πλάκας



Σχήμα 4.16: Δευτερεύων οπλισμός άνω παρειάς πλάκας

4.3.2 Δράσεις στην πλάκα

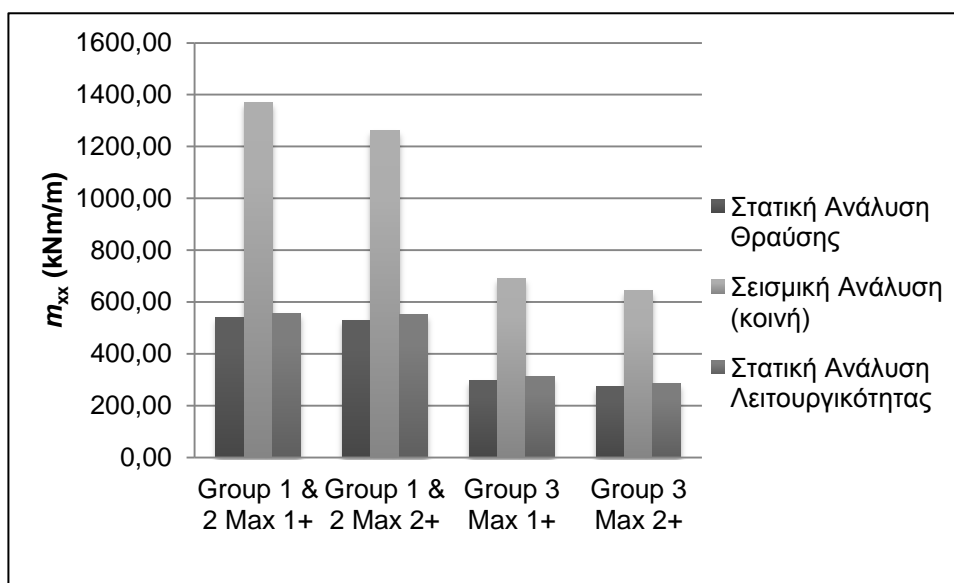
Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι οι εντάσεις που αναπτύχθηκαν στην πλάκα αναφέρονται στο τοπικό σύστημα του κάθε στοιχείου και ο συμβολισμός τους παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.



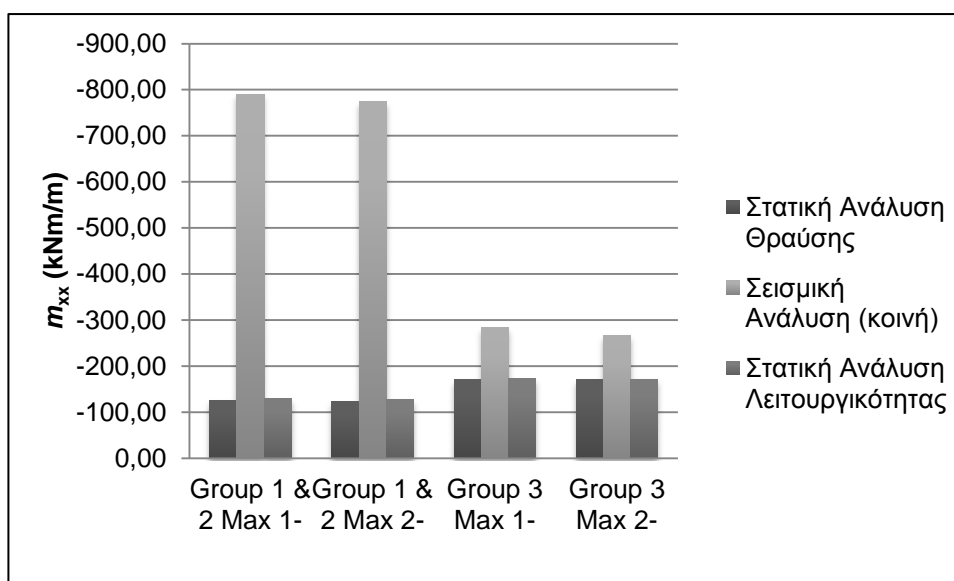
Σχήμα 4.17: Συμβολισμός εντάσεων.

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης m_{xx} (kNm/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) m_{xx} (kNm/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας m_{xx} (kNm/m)
Group 1&2 Max 1+	539,90	1369,03	556,96
Group 1&2 Max 2+	530,27	1260,58	550,27
Group 1&2 Max 1-	-125,08	-790,49	-129,47
Group 1&2 Max 2-	-122,76	-773,80	-126,84
Group 3 Max 1+	297,28	689,62	311,91
Group 3 Max 2+	272,72	643,57	286,30
Group 3 Max 1-	-171,64	-283,20	-173,82
Group 3 Max 2-	-170,89	-265,53	-172,10

Πίνακας 4.9: Καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα x



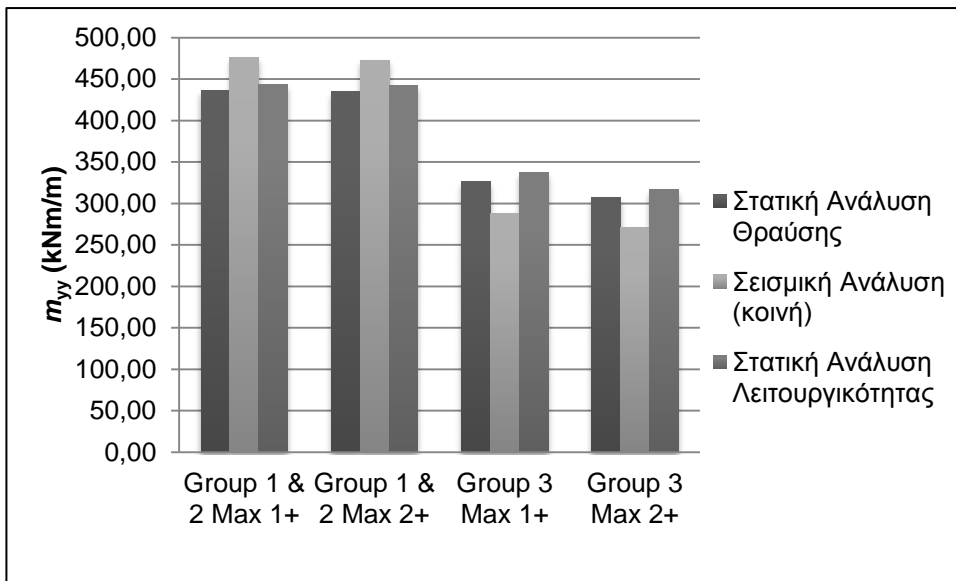
Σχήμα 4.18: Θετικές καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα x



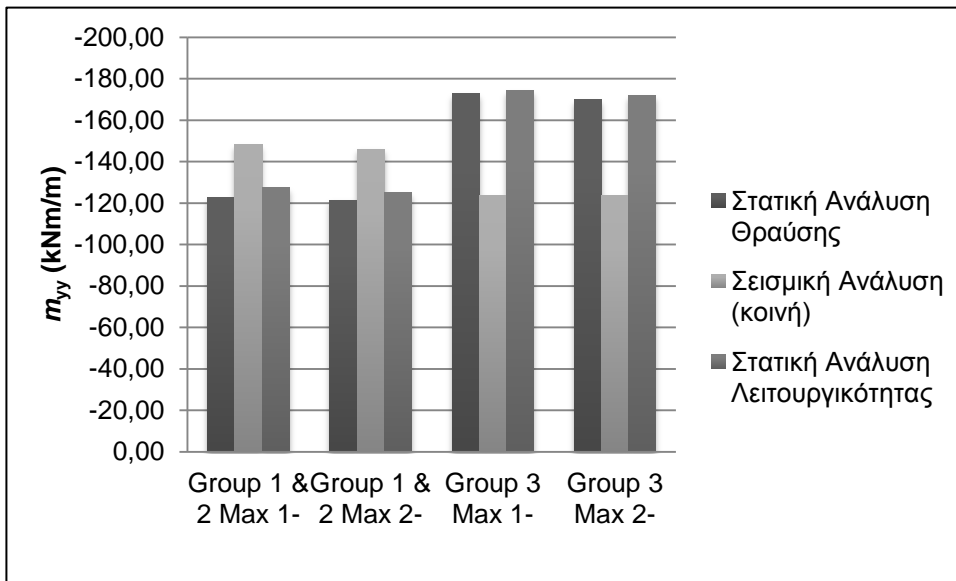
Σχήμα 4.19: Αρνητικές καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα x

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης m_{yy} (kNm/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) m_{yy} (kNm/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας m_{yy} (kNm/m)
Group 1&2 Max 1+	436,77	476,18	443,69
Group 1&2 Max 2+	435,25	472,86	442,15
Group 1&2 Max 1-	-122,58	-148,35	-127,30
Group 1&2 Max 2-	-121,42	-146,07	-125,03
Group 3 Max 1+	326,45	288,18	337,75
Group 3 Max 2+	306,71	271,07	316,79
Group 3 Max 1-	-172,73	-123,67	-174,43
Group 3 Max 2-	-169,75	-123,73	-172,02

Πίνακας 4.10: Καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα y



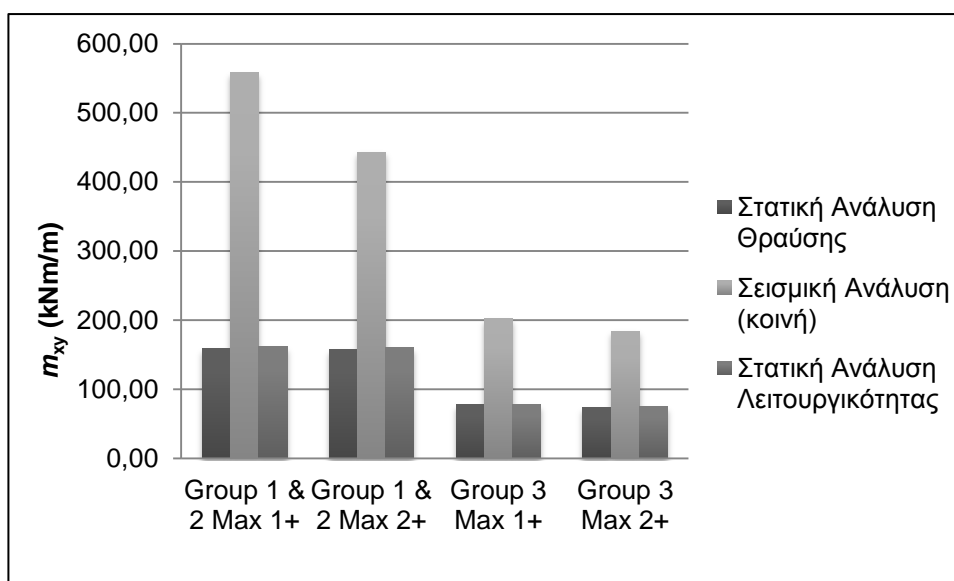
Σχήμα 4.20: Θετικές καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα y



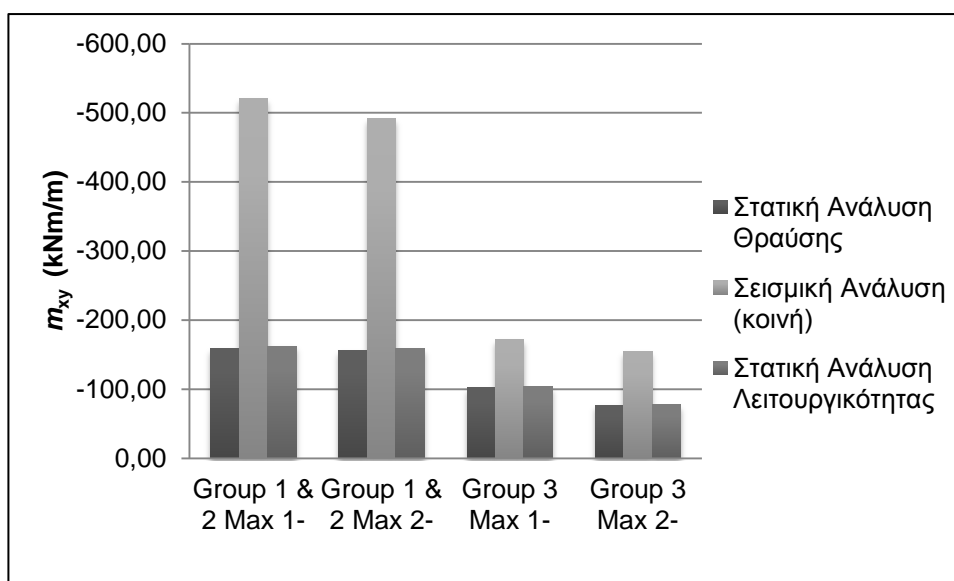
Σχήμα 4.21: Αρνητικές καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα y

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης m_{xy} (kNm/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) m_{xy} (kNm/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας m_{xy} (kNm/m)
Group 1&2 Max 1+	158,20	558,21	161,77
Group 1&2 Max 2+	157,13	443,15	160,45
Group 1&2 Max 1-	-158,66	-520,31	-162,29
Group 1&2 Max 2-	-155,98	-491,77	-159,14
Group 3 Max 1+	77,48	201,69	78,04
Group 3 Max 2+	73,20	184,16	75,47
Group 3 Max 1-	-102,00	-171,32	-103,85
Group 3 Max 2-	-77,07	-155,12	-77,48

Πίνακας 4.11: Στρεπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα xy



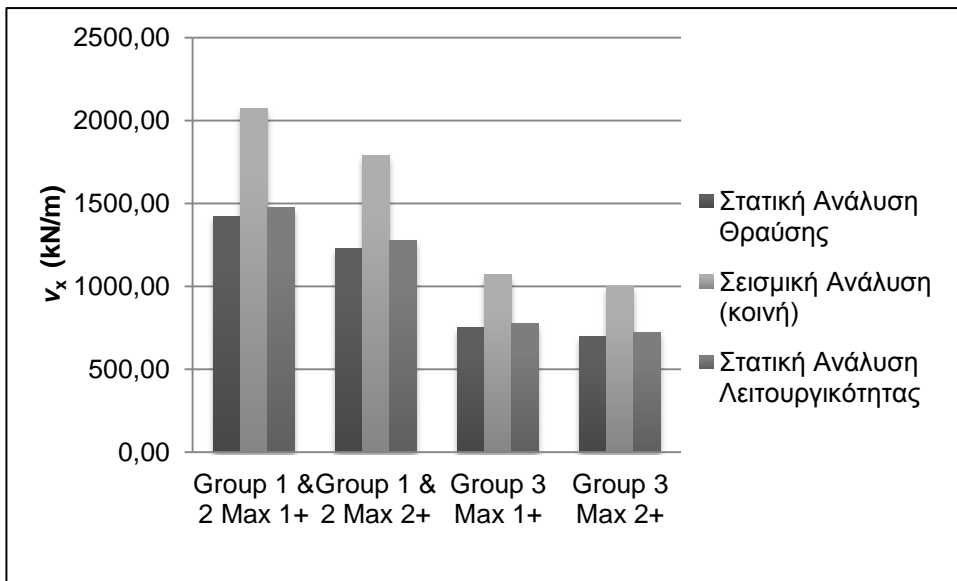
Σχήμα 4.22: Θετικές στρεπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα xy



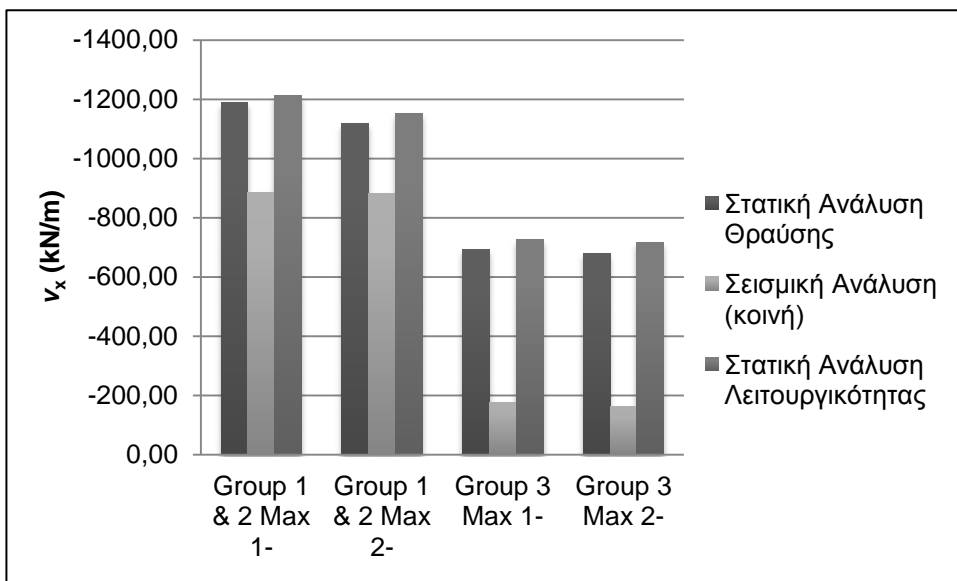
Σχήμα 4.23: Αρνητικές στρεπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα xy

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης v_x (kN/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) v_x (kN/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας v_x (kN/m)
Group 1&2 Max 1+	1418,86	2072,47	1474,65
Group 1&2 Max 2+	1229,90	1789,94	1278,35
Group 1&2 Max 1-	-1187,20	-885,59	-1210,75
Group 1&2 Max 2-	-1116,90	-879,72	-1152,94
Group 3 Max 1+	749,65	1071,38	776,40
Group 3 Max 2+	699,11	998,09	724,23
Group 3 Max 1-	-691,66	-176,32	-726,57
Group 3 Max 2-	-680,30	-160,83	-714,73

Πίνακας 4.12: Τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x



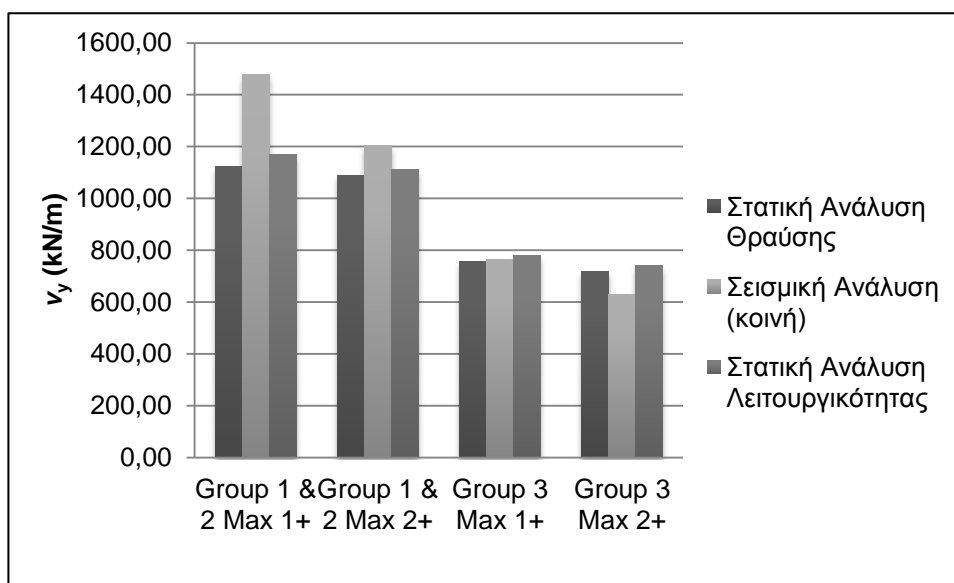
Σχήμα 4.24: Θετικές τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x



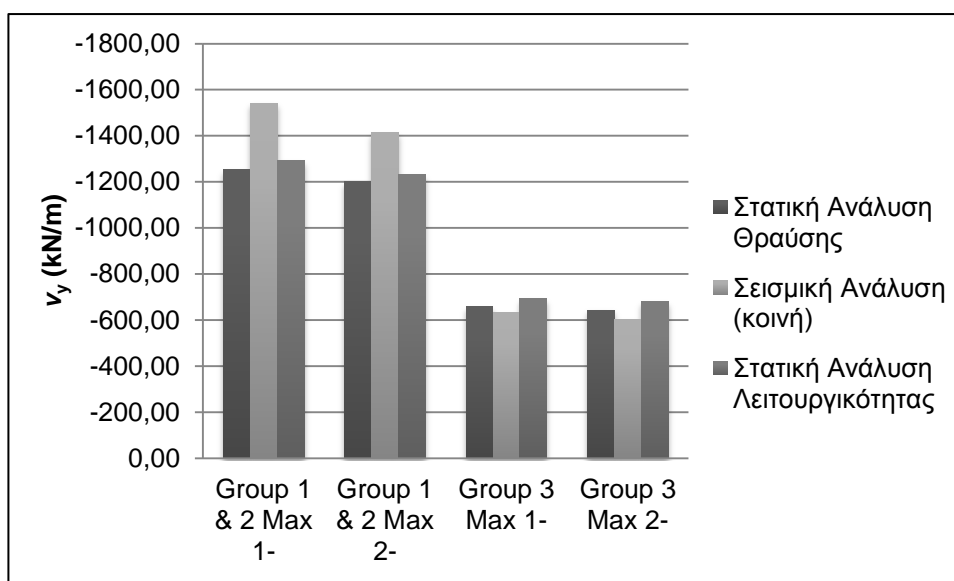
Σχήμα 4.25: Αρνητικές τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης v_y (kN/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) v_y (kN/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας v_y (kN/m)
Group 1&2 Max 1+	1123,67	1477,15	1168,03
Group 1&2 Max 2+	1088,05	1202,31	1111,08
Group 1&2 Max 1-	-1252,10	-1542,30	-1293,29
Group 1&2 Max 2-	-1200,00	-1413,70	-1232,06
Group 3 Max 1+	755,53	762,44	777,70
Group 3 Max 2+	717,53	627,53	741,61
Group 3 Max 1-	-658,49	-632,23	-694,67
Group 3 Max 2-	-643,63	-603,23	-681,48

Πίνακας 4.13: Τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα y



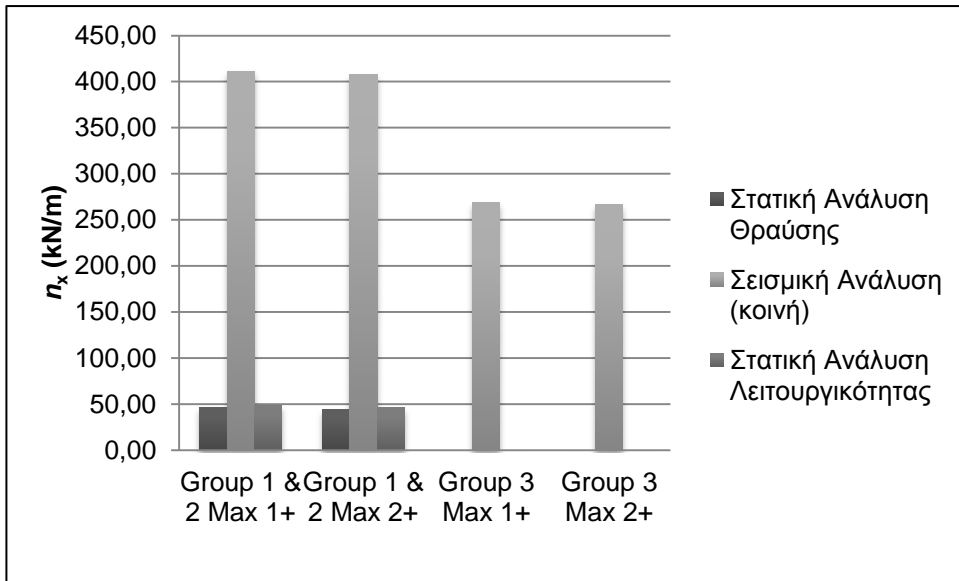
Σχήμα 4.26: Θετικές τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα y



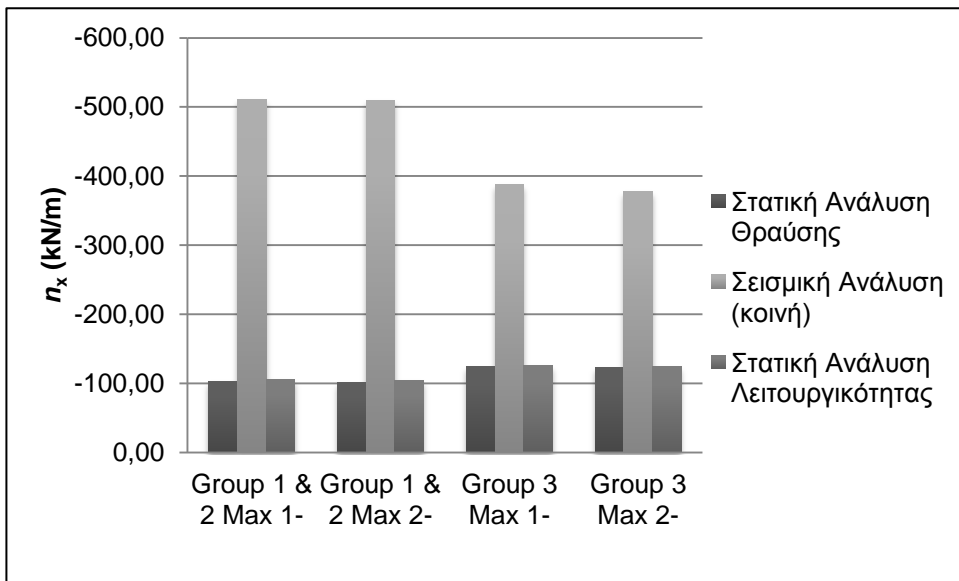
Σχήμα 4.27: Αρνητικές τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα y

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης n_x (kN/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) n_x (kN/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας n_x (kN/m)
Group 1&2 Max 1+	46,35	411,61	48,44
Group 1&2 Max 2+	43,81	407,43	45,92
Group 1&2 Max 1-	-102,77	-510,51	-105,59
Group 1&2 Max 2-	-101,62	-509,60	-104,26
Group 3 Max 1+	0,00	269,15	0,00
Group 3 Max 2+	0,00	266,84	0,00
Group 3 Max 1-	-123,93	-387,25	-125,93
Group 3 Max 2-	-123,37	-377,70	-124,75

Πίνακας 4.14: Αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x



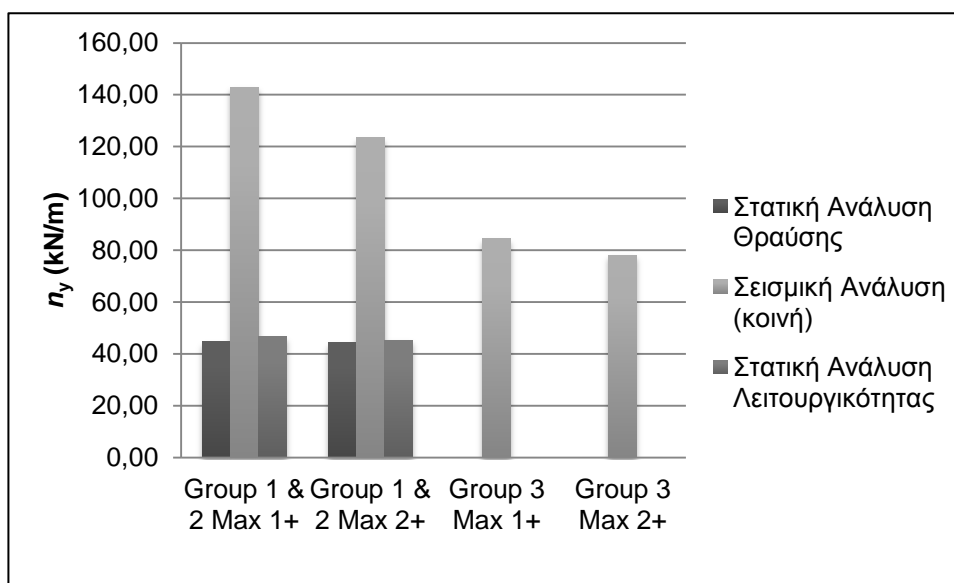
Σχήμα 4.28: Θετικές αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x



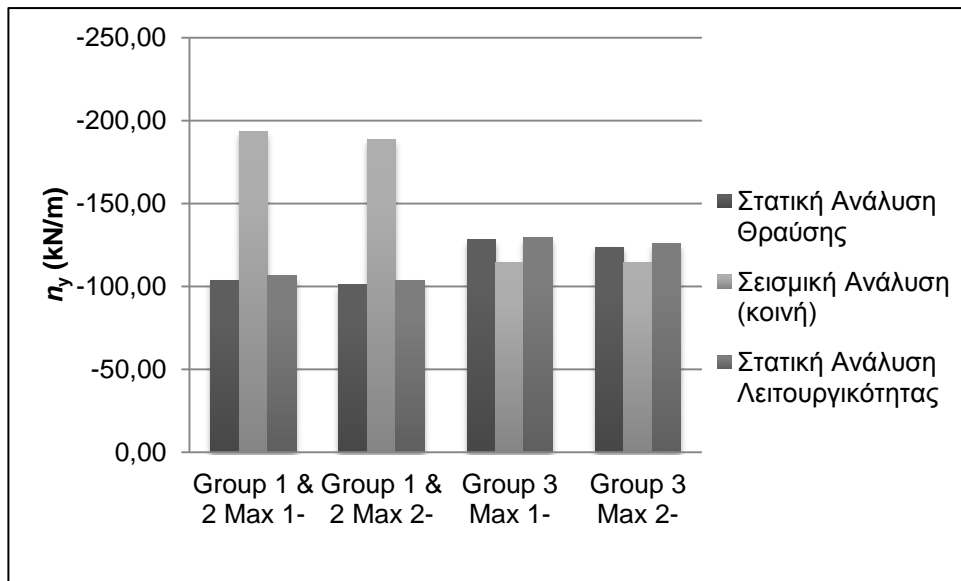
Σχήμα 4.29: Αρνητικές αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x

Στοιχείο	Στατική Ανάλυση Θραύσης n_y (kN/m)	Σεισμική Ανάλυση (κοινή) n_y (kN/m)	Στατική Ανάλυση Λειτουργικότητας n_y (kN/m)
Group 1&2 Max 1+	44,77	142,97	46,55
Group 1&2 Max 2+	44,21	123,62	45,29
Group 1&2 Max 1-	-103,71	-193,43	-106,50
Group 1&2 Max 2-	-101,20	-188,66	-103,68
Group 3 Max 1+	0,00	84,34	0,00
Group 3 Max 2+	0,00	78,12	0,00
Group 3 Max 1-	-128,11	-114,64	-129,47
Group 3 Max 2-	-123,70	-114,14	-125,79

Πίνακας 4.15: Αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x



Σχήμα 4.30: Θετικές αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα y



Σχήμα 4.31: Αρνητικές αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα y

Στο Παράρτημα Δ παρουσιάζονται τα παραπάνω μεγέθη με την μορφή διαγραμμάτων ισοτιμών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Συμπεράσματα

5.1 Συμπεράσματα για τους πασσάλους

Για τις καμπτικές ροπές και τους οπλισμούς κάμψης καταλήγουμε στα εξής:

- Οι μέγιστες τιμές των δράσεων και των οπλισμών για την κάμψη εμφανίζονται κατά την σεισμική ανάλυση. Συγκεκριμένα στην κεφαλή του πασσάλου οι τιμές που προκύπτουν στην σεισμική ανάλυση είναι τόσο μεγαλύτερες σε σύγκριση με τις άλλες δύο αναλύσεις όπου η αύξηση αυτή αγγίζει το 1260% για τις ροπές και το 1597% για τους οπλισμούς.
- Για τις δύο στατικές αναλύσεις όσο αφορά τις ροπές κάμψης μεγαλύτερες τιμές εμφανίζονται κατά την ανάλυση λειτουργικότητας οι οποίες στην κεφαλή του πασσάλου είναι μεγαλύτερες κατά 13,3%. Οι τιμές των οπλισμών κάμψης είναι ίδιες ($6,79 \text{ cm}^2$) σε όλο το βάθος του πασσάλου πράγμα το οποίο οφείλεται στις πολύ μικρές ροπές που εμφανίζονται κατά τις δύο αυτές αναλύσεις.

Για τις τέμνουσες δυνάμεις και τους οπλισμούς κάμψης καταλήγουμε στα εξής:

- Όπως και στην κάμψη έτσι κι εδώ οι μέγιστες τιμές των δράσεων και των οπλισμών εμφανίζονται κατά τη σεισμική ανάλυση. Στην κεφαλή του πασσάλου η αύξηση των τεμνουσών δυνάμεων για την σεισμική ανάλυση φτάνει το 1818% σε σχέση με τις στατικές αναλύσεις. Όσον αφορά τους οπλισμούς διάτμησης σε καμία από τις δύο μη-σεισμικές αναλύσεις δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης σε αντίθεση με τη σεισμική που απαιτείται.
- Οι τέμνουσες δυνάμεις στις δύο στατικές αναλύσεις είναι μεγαλύτερες κατά την ανάλυση λειτουργικότητας και είναι αυξημένες κατά 22,5% στην κεφαλή. Οι οπλισμοί διάτμησης όπως προαναφέρθηκε είναι ίδιοι και στις δύο αναλύσεις και μάλιστα μηδενικοί.

Για τις αξονικές δράσεις καταλήγουμε στα εξής:

- Στην περίπτωση των αξονικών δυνάμεων παρατηρείται διαφοροποίηση σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα λόγω και διάτμησης που ήταν παρόμοια. Η μικρότερη αξονική δύναμη εμφανίζεται κατά τη σεισμική ανάλυση και είναι μειωμένη κατά 28,2%. Στις άλλες δύο αναλύσεις οι μεγαλύτερες αξονικές εμφανίζονται και πάλι κατά την ανάλυση λειτουργικότητας αυξημένες κατά 7,9% στην κεφαλή του πασσάλου σε σχέση με την ανάλυση θραύσης.

Σαν γενικό συμπέρασμα για τους πασσάλους προκύπτει ότι κατά τη σεισμική ανάλυση παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των ροπών κάμψης και των τεμνουσών δυνάμεων και καθορίζονται οι τελικοί οπλισμοί. Μόνο στην περίπτωση των αξονικών δυνάμεων ο σεισμικός συνδυασμός παρουσιάζει αποτελέσματα μικρότερα των στατικών αναλύσεων.

Από τη σύγκριση των μη-σεισμικών συνδυασμών παρατηρείται ότι και στα τρία εντατικά μεγέθη στους πασσάλους οι μέγιστες τιμές παρουσιάζονται στην ανάλυση λειτουργικότητας. Όσο αφορά τους οπλισμούς και από τις δύο αναλύσεις προκύπτουν ίσες τιμές, γεγονός που οφείλεται στις πολύ μικρές των ροπών και των τεμνουσών.

5.2 Συμπεράσματα για την πλάκα-κεφαλόδεσμο

Για τους κύριους οπλισμούς της κάτω παρειάς καταλήγουμε στα εξής:

- Στον εξωτερικό δακτύλιο πάχους 1,50m (Group 1&2) καθώς και στην εσωτερική κυκλική επιφάνεια πάχους 0,80m (Group 3) οι μεγαλύτεροι οπλισμοί προκύπτουν από τη σεισμική ανάλυση και είναι αυξημένοι κατά 2963% και κατά 100% αντίστοιχα σε σχέση με τις στατικές αναλύσεις.
- Από τις μη-σεισμικές αναλύσεις μεγαλύτερες τιμές εμφανίζονται στην ανάλυση λειτουργικότητας όπου η αύξησή τους αγγίζει το 1,75% στα Group 1&2 και το 1,72% στο Group 3.

Για τους δευτερεύοντες οπλισμούς της κάτω παρειάς καταλήγουμε στα εξής:

- Όπως και στους κύριους οπλισμούς οι μέγιστες τιμές εμφανίζονται στο σεισμικό συνδυασμό όπου οι οπλισμοί σε σύγκριση με τις άλλες δύο αναλύσεις είναι αυξημένοι κατά 548% για τα Group 1&2 και 235% για το Group 3.
- Συγκρίνοντας τις στατικές αναλύσεις οι μέγιστοι οπλισμοί προκύπτουν και πάλι από την ανάλυση λειτουργικότητας. Η αύξηση αυτή φτάνει το 3,5% για τα Group 1&2 ενώ για το Group 3 η αύξηση αυτή αγγίζει μόλις το 0,55%.

Για τους κύριους οπλισμούς της άνω παρειάς καταλήγουμε στα εξής:

- Σε ολόκληρη την επιφάνεια της πλάκας οι μέγιστοι οπλισμοί προκύπτουν από τη σεισμική ανάλυση. Σε σχέση με τις άλλες δύο αναλύσεις οι οπλισμοί αυτοί είναι μεγαλύτεροι στα Group 1&2 κατά 236% και στο Group 3 κατά 120%.
- Συσχετίζοντας τις στατικές αναλύσεις φαίνεται ότι από την ανάλυση λειτουργικότητας προκύπτουν οι μέγιστες τιμές του οπλισμού. Η αύξηση των τιμών αυτών αγγίζει το 3,5% για τον εξωτερικό δακτύλιο και το 4,8% για την εσωτερική επιφάνεια.

Για τους δευτερεύοντες οπλισμούς της άνω παρειάς καταλήγουμε στα εξής:

- Για ακόμα μία φορά και στα τρία Group ο σεισμικός συνδυασμός είναι αυτός όπου εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των οπλισμών. Η αύξηση των τιμών αυτών σε σύγκριση με τις μη-σεισμικές αναλύσεις στα Group 1&2 φτάνει το 290% και στο Group 3 το 225%.
- Από τις μη-σεισμικές αναλύσεις μεγαλύτερες τιμές εμφανίζονται και πάλι στην ανάλυση λειτουργικότητας. Οι τιμές αυτές είναι μεγαλύτερες μέχρι και 4,5% στα Group 1&2 ενώ στο Group 3 φτάνει το 11,2%.

Για τις καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα x καταλήγουμε στα εξής:

- Οι μέγιστες θετικές και αρνητικές καμπτικές ροπές εμφανίζονται κατά τον σεισμικό συνδυασμό σε όλη την επιφάνεια της πλάκας. Οι θετικές τιμές σε σύγκριση με τις άλλες δύο αναλύσεις είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 145% και στο Group 3 κατά 124%, ενώ οι αρνητικές τιμές στα Group 1&2 είναι μεγαλύτερες κατά 510% και στο Group 3 κατά 62%.
- Αν συγκρίνουμε τις δύο στατικές αναλύσεις τα μέγιστα εμφανίζονται για ακόμα μία φορά κατά την ανάλυση λειτουργικότητας. Συγκεκριμένα οι θετικές τιμές σε σύγκριση με την ανάλυση έναντι θραύσης είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 3,2% και στο Group 3 κατά 4,9% ενώ οι αρνητικές τιμές είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 3,5% και στο Group 3 κατά 1,3%.

Για τις καμπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα y καταλήγουμε στα εξής:

- Στα Group 1&2 οι μέγιστες θετικές και αρνητικές τιμές εμφανίζονται στη σεισμική ανάλυση. Η αύξηση των τιμών αυτών σε σχέση με τις στατικές αναλύσεις είναι 7,3% και 16,5% για τις θετικές και αρνητικές τιμές αντίστοιχα. Στο Group 3 παρατηρείται διαφοροποίηση δεδομένου ότι κατά τον σεισμικό συνδυασμό εμφανίζονται οι μικρότερες ροπές. Οι ροπές αυτές είναι μικρότερες κατά 14,7% για τις θετικές και κατά 29,1% για τις αρνητικές τιμές.
- Συγκρίνοντας τις μη-σεισμικές αναλύσεις οι μέγιστες ροπές παρουσιάζονται κατά την ανάλυση λειτουργικότητας σε όλη την επιφάνεια της πλάκας. Σε σχέση με την ανάλυση θραύσης οι ροπές που εμφανίζονται κατά την ανάλυση λειτουργικότητας είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 1,6% και στο Group 3 κατά 3,5% για τις θετικές τιμές, ενώ για τις αρνητικές στα Group 1&2 κατά 1,3% και στο Group 3 κατά 3,9%.

Για τις στρεπτικές ροπές κατά τον τοπικό άξονα xy καταλήγουμε στα εξής:

- Σε ολόκληρη την επιφάνεια της πλάκας οι μέγιστες τιμές των στρεπτικών ροπών εμφανίζονται στη σεισμική ανάλυση. Στον εξωτερικό δακτύλιο η αύξηση των θετικών στρεπτικών ροπών σε σύγκριση με τις μη-σεισμικές αναλύσεις είναι 245% και των αρνητικών 220%, ενώ στην εσωτερική κυκλική επιφάνεια είναι 158% για τις θετικές τιμές και 100% για τις αρνητικές.
- Στις δύο στατικές αναλύσεις παρατηρούμε ότι οι ακραίες τιμές εμφανίζονται κατά την ανάλυση λειτουργικότητας και στα τρία Group. Στα Group 1&2 οι ροπές είναι αυξημένες κατά 2,3% τόσο για τις θετικές όσο και για τις αρνητικές τιμές. Στο Group 3 οι θετικές τιμές είναι αυξημένες μέχρι και 3,1%, ενώ οι αρνητικές μέχρι και 1,8%.

Για τις τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x καταλήγουμε στα εξής:

- Και στα τρία Group ο σεισμικός συνδυασμός προκαλεί την εμφάνιση των μέγιστων θετικών τεμνουσών δυνάμεων και ταυτόχρονα την εμφάνιση των ελαχίστων αρνητικών δυνάμεων. Συγκεκριμένα η αύξηση των θετικών τιμών σε σχέση με τις στατικές αναλύσεις είναι 40,5% για τα Group 1&2 και 38% για το Group 3, ενώ η μείωση των αρνητικών τιμών είναι 26,9% για τα Group 1&2 και 77,5% για το Group 3.
- Όσον αφορά στις μη-σεισμικές αναλύσεις τα μέγιστα προκύπτουν από την ανάλυση λειτουργικότητας όπου σε σύγκριση με την ανάλυση έναντι θραύσης οι θετικές τιμές παρουσιάζουν αύξηση κατά 3,9% στα Group 1&2 και 3,6% στο Group 3, ενώ οι αρνητικές τιμές παρουσιάζουν αύξηση κατά 3,2% στα Group 1&2 και 5,1% στο Group 3.

Για τις τέμνουσες δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα y καταλήγουμε στα εξής:

- Στα Group 1&2 οι μέγιστες θετικές και αρνητικές τιμές των τέμνουσών δυνάμεων προκαλούνται από τον σεισμικό συνδυασμό. Σε σχέση με τις τιμές από τις μη-σεισμικές αναλύσεις η αύξηση των τιμών αυτών φτάνει το 26,5% στις θετικές και το 19,3% στις αρνητικές. Σε αντίθεση με τα Group 1&2 στο Group 3 ο σεισμικός συνδυασμός προκαλεί τις μικρότερες τιμές. Η μείωση των τιμών αυτών φτάνει το 15,4% στις θετικές και το 11,5% στις αρνητικές.
- Συγκρίνοντας τις μη-σεισμικές αναλύσεις οι μέγιστες τέμνουσες παρουσιάζονται κατά την ανάλυση λειτουργικότητας σε όλη την επιφάνεια της πλάκας. Σε σχέση με την ανάλυση θραύσης οι τέμνουσες που εμφανίζονται κατά την ανάλυση λειτουργικότητας είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 3,9% και στο Group 3 κατά 3,4% για τις θετικές τιμές, ενώ για τις αρνητικές στα Group 1&2 κατά 3,3% και στο Group 3 κατά 5,9%.

Για τις αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x καταλήγουμε στα εξής:

- Οι μέγιστες θετικές και αρνητικές αξονικές δυνάμεις εμφανίζονται κατά τον σεισμικό συνδυασμό σε όλη την επιφάνεια της πλάκας. Οι θετικές τιμές σε σύγκριση με τις άλλες δύο αναλύσεις είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 750%. Στο Group 3 αν και ο σεισμικός συνδυασμός δημιουργεί θετική αξονική κατά τον τοπικό άξονα x , οι δύο στατικές αναλύσεις εμφανίζουν μηδενικές αξονικές. Οι αρνητικές τιμές στα Group 1&2 είναι μεγαλύτερες κατά 384% και στο Group 3 κατά 208%.
- Αν συγκρίνουμε τις δύο στατικές αναλύσεις τα μέγιστα εμφανίζονται για ακόμα μία φορά κατά την ανάλυση λειτουργικότητας. Συγκεκριμένα οι θετικές τιμές σε σύγκριση με την ανάλυση έναντι θραύσης είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 4,8%. Στο Group 3 όπως αναφέρεται και παραπάνω οι δυνάμεις είναι ίσες και μάλιστα είναι μηδενικές. Οι αρνητικές τιμές είναι μεγαλύτερες στα Group 1&2 κατά 2,7% και στο Group 3 κατά 1,6%.

Για τις αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα y καταλήγουμε στα εξής:

- Στα Group 1&2 οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις είτε θετικές είτε αρνητικές προκύπτουν από την σεισμική ανάλυση. Η αύξηση των θετικών τιμών είναι 207% και των αρνητικών 81,9%. Όμοια με τις αξονικές δυνάμεις κατά τον τοπικό άξονα x στο Group 3, παρόλο που ο σεισμικός συνδυασμός δημιουργεί θετική αξονική δύναμη, οι δύο στατικές αναλύσεις εμφανίζουν μηδενικές αξονικές. Οι αρνητικές τιμές των αξονικών δυνάμεων που δημιουργούνται από τη σεισμική ανάλυση στο Group 3 είναι μικρότερες κατά 11,5% σε σχέση με τις στατικές αναλύσεις.
- Όσον αφορά στις μη-σεισμικές αναλύσεις τα μέγιστα προκύπτουν από την ανάλυση λειτουργικότητας όπου σε σύγκριση με την ανάλυση έναντι θραύσης οι θετικές τιμές στα Group 1&2 παρουσιάζουν αύξηση κατά 3,9%, ενώ στο Group 3 είναι ίσες μιας και δεν εμφανίζονται θετικές αξονικές όπως προαναφέρθηκε. Οι αρνητικές τιμές παρουσιάζουν αύξηση κατά 2,7% στα Group 1&2 και 1,7% στο Group 3.

Σαν γενικό συμπέρασμα για τους οπλισμούς της πλάκας προκύπτει ότι ο σεισμικός συνδυασμός καθορίζει τις τελικές τιμές των οπλισμών και στις δύο παρειές (άνω και κάτω).

Σε σχέση με την ανάλυση θραύσης, η ανάλυση λειτουργικότητας είναι αυτή που εμφανίζει τις μεγαλύτερες τιμές οπλισμών σε κάθε περίπτωση με ποσοστά αύξησης που αγγίζουν μέχρι και το 4,6% στα Group 1&2 και το 11,2% στο Group 3.

Σχετικά με τις εντάσεις τα αποτελέσματα δεν είναι τόσο ομαδοποιημένα όσο είναι με τους οπλισμούς.

Συγκεκριμένα για τις ροπές (καμπτικές και στρεπτικές) σχεδόν όλες οι μέγιστες τιμές και των τριών μεγεθών εμφανίζονται κατά τη σεισμική ανάλυση. Μόνο οι τιμές των καμπτικών m_{yy} (θετικών και αρνητικών) που εμφανίζονται στο Group 3 είναι μεγαλύτερες στις μη-σεισμικές αναλύσεις.

Για τις τέμνουσες v_x ο σεισμικός συνδυασμός, σε σχέση με τις άλλες δύο αναλύσεις παρουσιάζει τα μέγιστα αποτελέσματα για τις θετικές τιμές του μεγέθους και ταυτόχρονα τα ελάχιστα για τις αρνητικές, ενώ για τις τέμνουσες v_y παρουσιάζει τα μέγιστα αποτελέσματα μόνο για τις τιμές που βρίσκονται στα Group 1&2.

Όσον αφορά στις αξονικές, όπως και στις ροπές, σχεδόν όλες οι μέγιστες τιμές των δυνάμεων προκύπτουν από τη σεισμική ανάλυση, εκτός από τις αρνητικές τιμές των n_y που εμφανίζονται στο Group 3 όπου τα μέγιστα παρουσιάζονται κατά τις στατικές αναλύσεις.

Μετά τη σύγκριση των στατικών αναλύσεων όλα τα μέγιστα αποτελέσματα των εντάσεων παρουσιάζονται κατά την ανάλυση λειτουργικότητας. Η αύξηση των αποτελεσμάτων αυτών, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση έναντι θραύσης, φτάνει το 4,8% στα Group 1&2 και το 5,9% στο Group 3.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

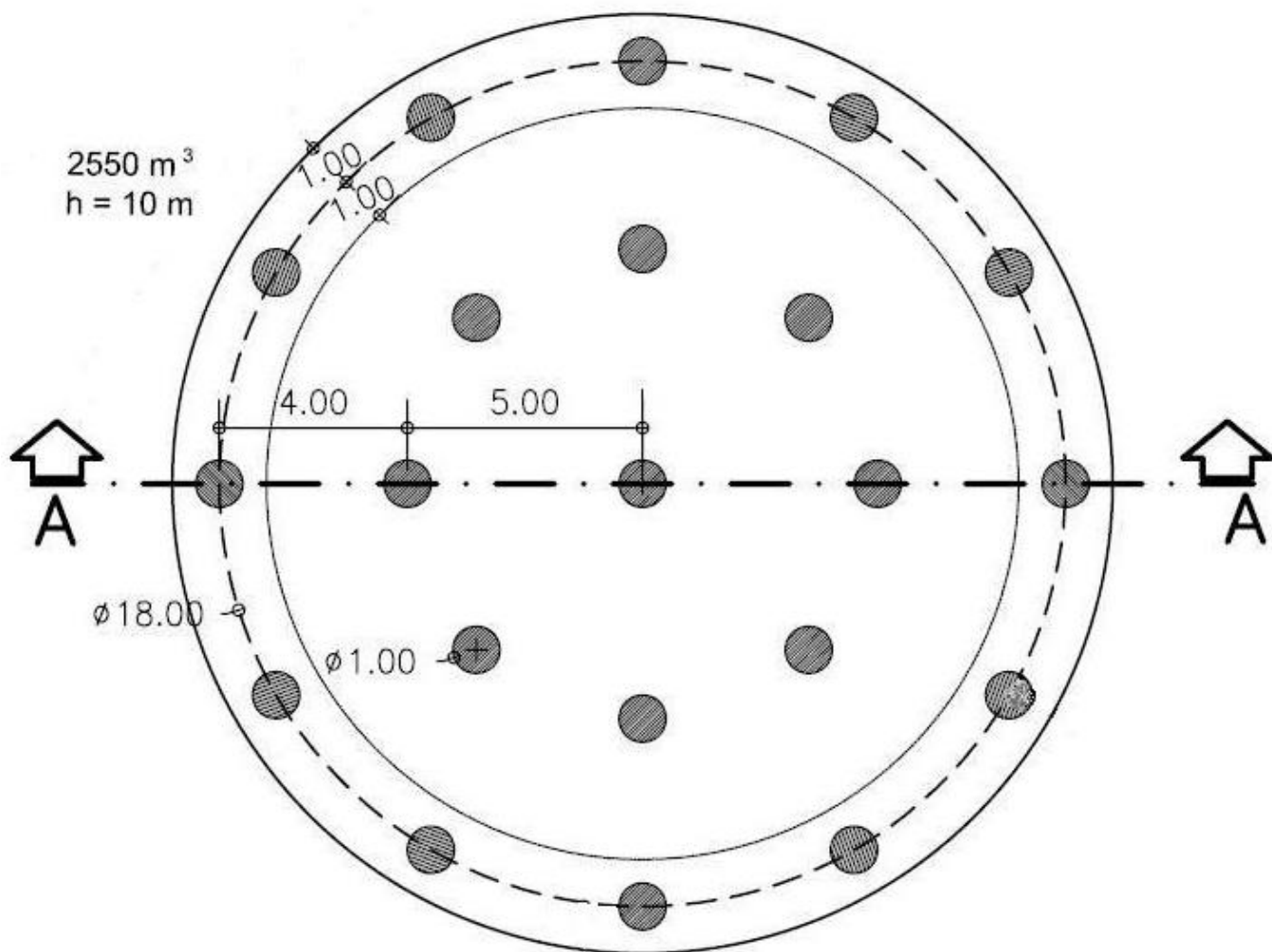
- Κωμοδρόμος Α. (2001). *Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική*. Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη.
- Κωμοδρόμος, Α (2004). Αριθμητικός Προσδιορισμός Απόκρισης Ομάδας Πασσάλων με Ενιαίο Κεφαλόδεσμο υπό Κατακόρυφη Φόρτιση. *Τεχνικά Χρονικά*, Τεύχος 1, 57-68.
- Μπαρέκα, Σ., (2007). Συμβολή στη διερεύνηση της απόκρισης ομάδας πασσάλων υπό κατακόρυφη φόρτιση με χρήση αριθμητικών μεθόδων. Διδακτορική διατριβή, Τομέας Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Π.Θ.
- Comodromos, E (2003). Response prediction of horizontally loaded pile groups. *Geotechnical Engineering Journal*, Vol. 34, No. 2:123-133.
- Comodromos, E. M, Anagnostopoulos, C. T. & Georgiadis, M. K. (2003). Numerical assessment of axial pile group response based on load test. *Computers and Geotechnics*, Vol. 30, No. 6:505-515.
- Comodromos, E.M. (2004). Response evaluation of axially loaded fixed-head pile groups using 3D nonlinear analysis. *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 2.:31-39.
- Comodromos, E.M and Pitilakis, K(2005). Response evaluation for horizontally loaded fixed-head pile groups using 3D non-linear analysis. *Int. Journal for numerical and analytical methods in Geomechanics*, Vol. 29, No. 6: 597-625.
- Comodromos, E.M. and Bareka, S.V. (2005b). Response Prediction for Axially Loaded Pile Groups in Clays using 3D Nonlinear Analysis. *16th Int. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Ozaka, Japan, 2095-2098.
- Comodromos, E.M. and Bareka, S.V. (2006). On the response Prediction of axially Loaded Fixed Head Pile Groups in Clayey Soils', (submitted for publication).
- DIN 4014 (1990). *Bored piles - construction procedure - design and bearing behavior*. Berlin, German code.
- DIN 1054 (1990). *Bearing capacity of most commonly used types of piles*. Berlin, German code.
- Fleming, W.G., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson W.K. (1992). *Piling engineering*. E & FN Spon, New York.
- Fleming, W.G., Weltman, A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1998). *Piling engineering*. 2nd edition E & FN SPW, London.
- Katzenbach, R. and Moormann, C. (1997). Design of axially loaded piles and pile groups – German practice. *Design of axially loaded piles – European practice* (eds by de Cock F. and Legrand C.), A. A. Balkema, Rotterdam, 177-201.
- Kerisel, J. (1961). Fondations Profondes en Milieu Sableux. 5th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng., Vol. 2: 73-83.

- Kempfert, G.G. and Rundolf, M. (2005). Effects of actions due to group effect on the superstructure on pile groups, *16th International Conference on Soil Mech. and Geotech. I Engin.*, Ozaka, Japan, pp. 2133-2136.
- Mandolini, A., Russo, G. and Viggiani, (2005). Pile Foundations: Experimental investigations, analysis and design. *16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechn. Engin.*, Ozaka, Japan, 177-213.
- Meyerhof, G.G. (1959). Comparison of sands and Bearing Capacity of piles. *Journal of Soil Mech. and Found Eng. ASCE*, Vol. 85, No.6:1-29.
- Meyerhof, G.G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of pile foundations. *Journal of Soil Mech. and Found Eng. ASCE*, Vol 102, No. 3:195-228.
- Mindlin, R.D. (1936). Force at a point in the Interior of a Semi-Infinite Solid. *Physics*, Vol. 7, 192-195.
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. J. Wiley & Sons Ltd, New York.
- Poulos, H.G. (1989). Pile behaviour – theory and application. *Géotechnique*, Vol. 39, No. 3:366-415.
- Poulos, H.G. (2000). Pile testing – From the designer's viewpoint. *Statnamic Loading Test '98*, Balkema, Rotterdam, 3-21
- Randolf, M.F. and Wroth, C.P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of Geotech. Eng. ASCE*, Vol 104, No. 12:1465-1488.
- Skempton A.W. (1953), 'Discussion: Piles and Pile Foundations, Settlement of pile Foundations'. *3rd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. 3: 172-181.
- Smith, I.M. and Griffiths, D.V. (1988). *Programming the finite element method*. 2nd edition, John Wiley & sons Ltd, New York.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: Wiley.
- Tomlinson, M. J. (1957). The adhesion of piles Driven in Clay Soils. *4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. 2: 66-71.
- Tomlinson, M.J. (1994). *Pile design and construction practice*. 4th edition, E & FN Spon, London.
- Tomlinson, M. J. (1977). *Pile design and construction practice*. ICE, Cement and Concrete Assoc., London.
- Vesic, A. S. (1967). *A study of Bearing Capacity of Deep Foundations*. Final Rep., Proj. B-189, School of Civil Eng., Georgia Inst. Tech., Atlanta.
- Vesic, A. S. (1970). Tests on instrumented piles, Ogeechee river site. *Journal Soil Mech. and Found. Eng. ASCE*, Vol. 96, No. 2: 561-584.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of pile foundations*. Transportation research board, TRB, Washington D.C. No. 42.

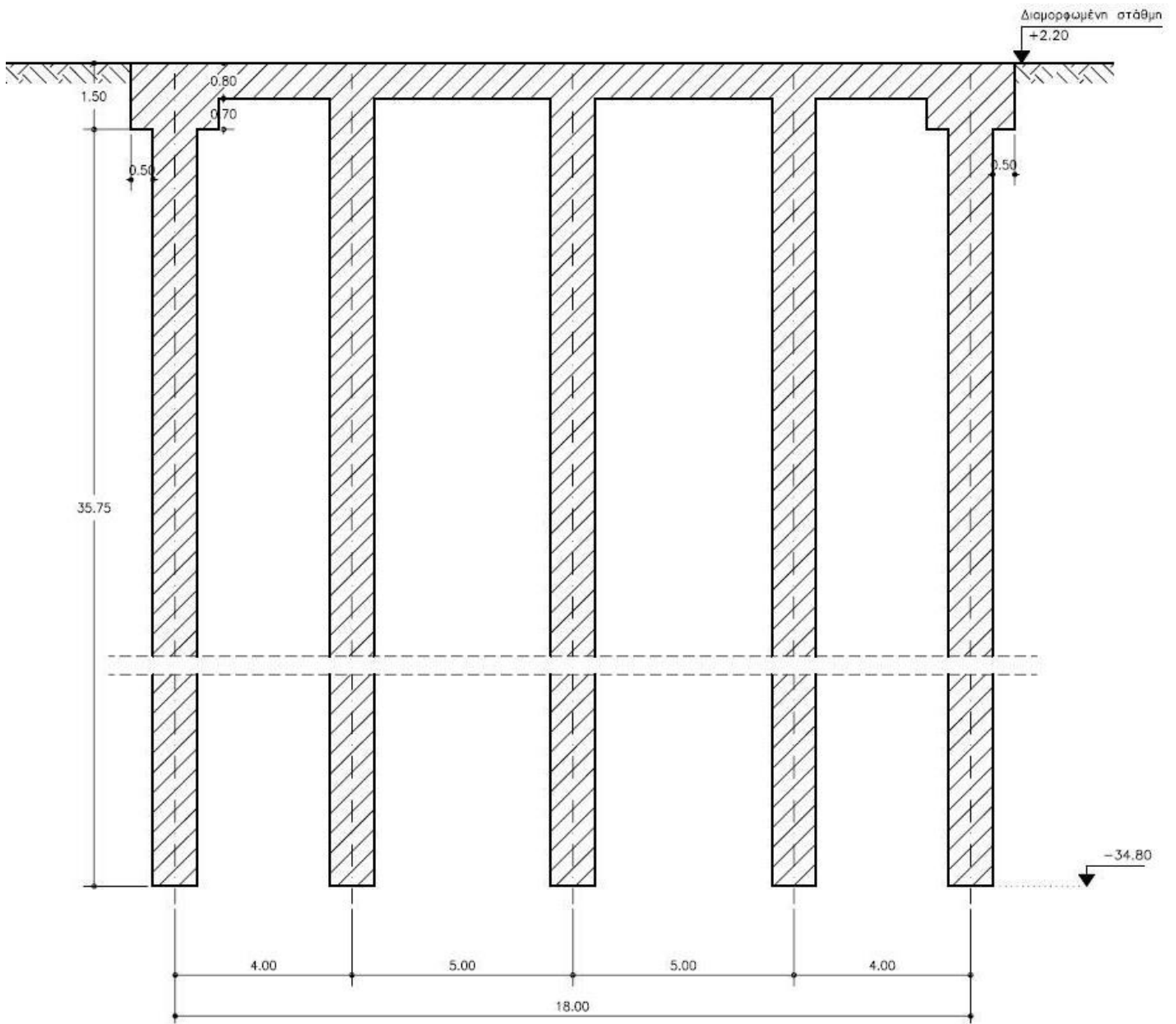
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

A

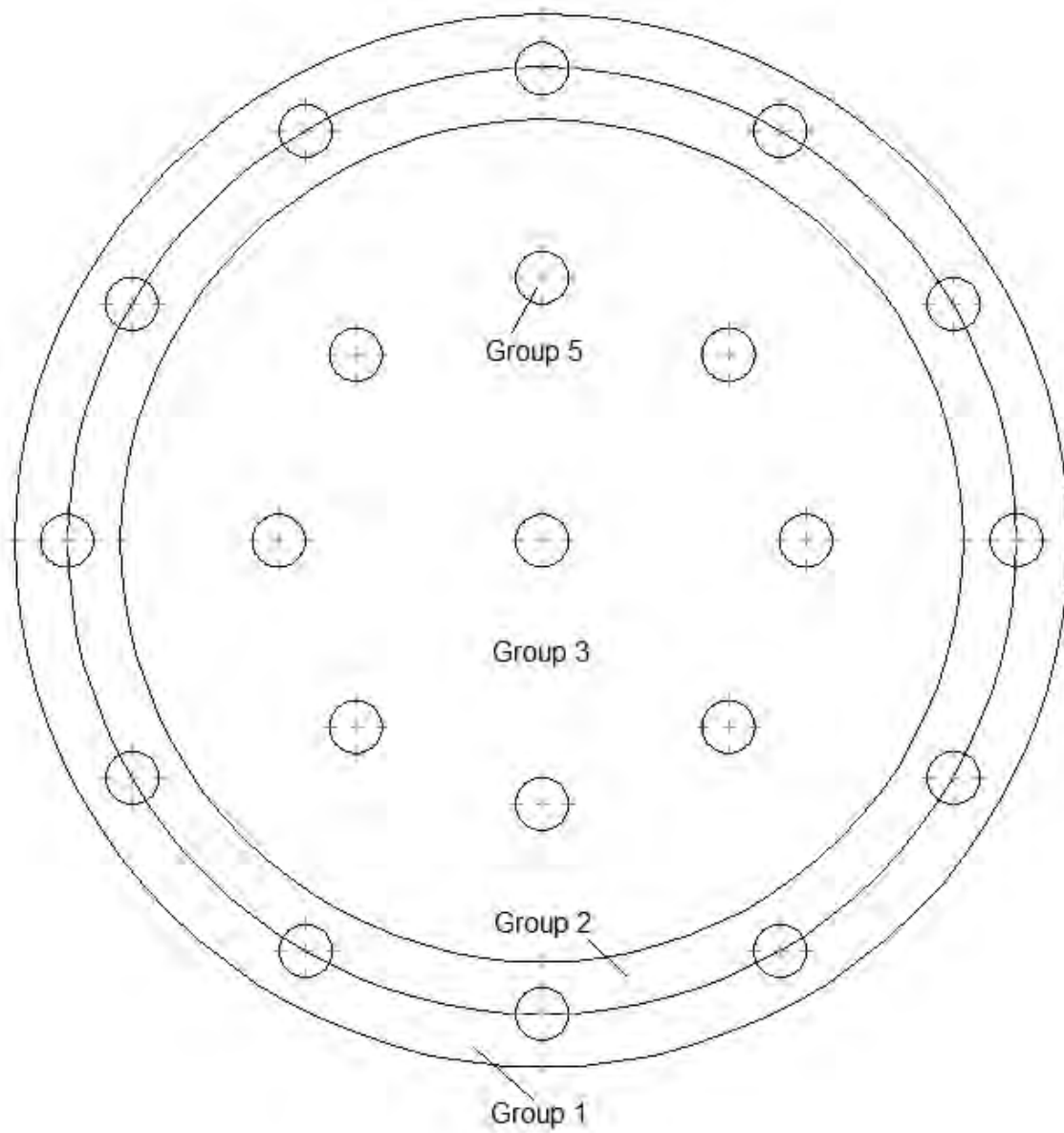
Σχηματική απεικόνιση του φορέα και της προσομοίωσής του



Σχήμα A.1: Κάτοψη φορέα

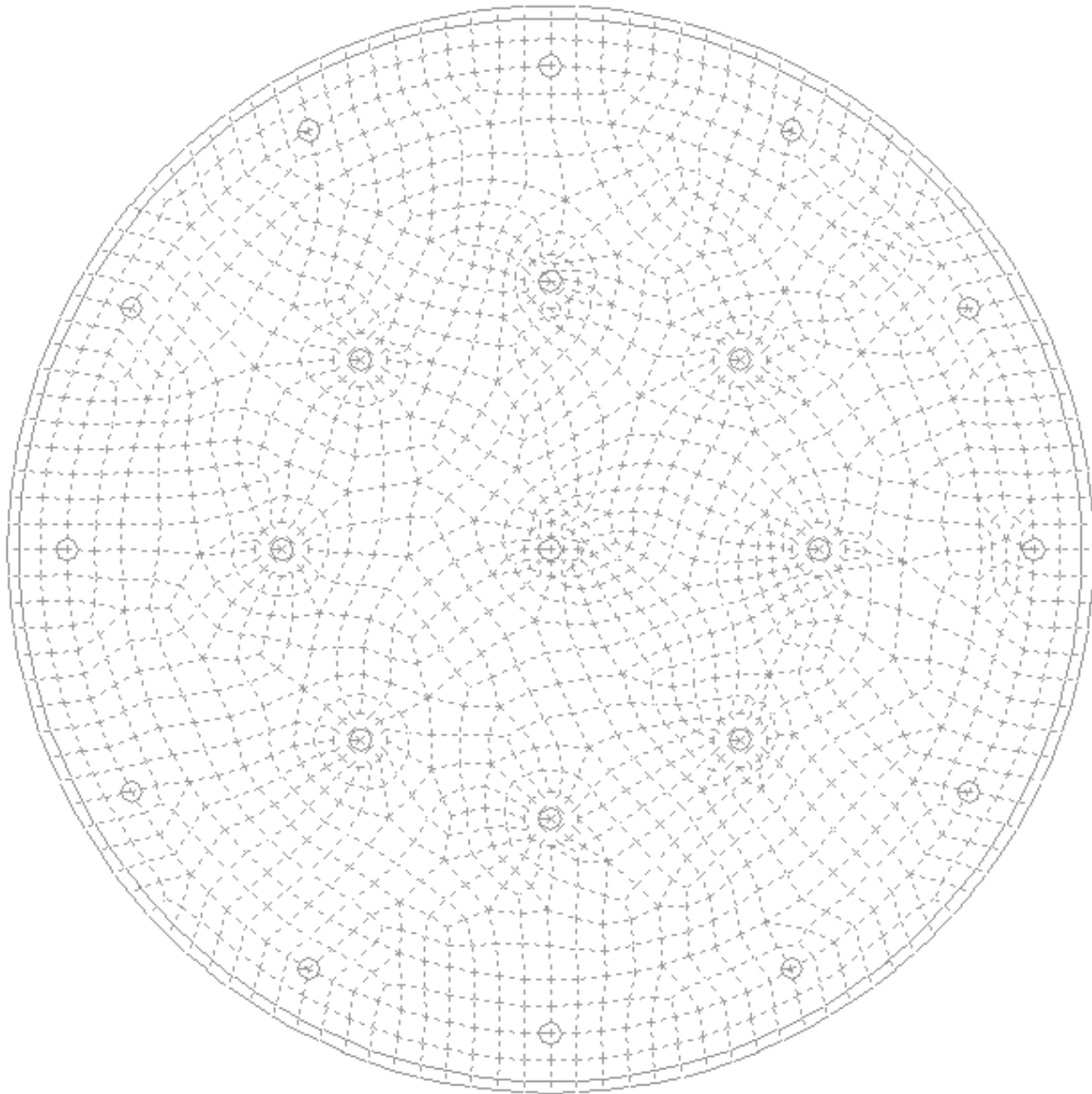


Σχήμα A.2: Τομή A-A

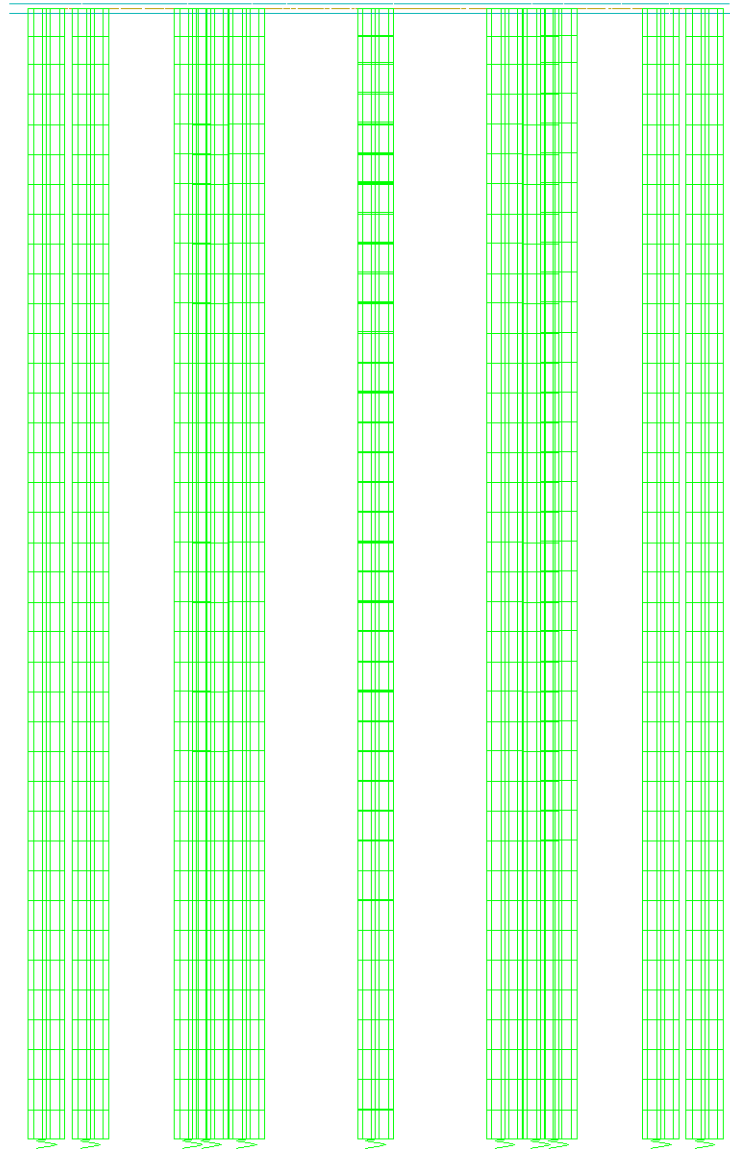


Σχήμα A.3: Προσομοίωση του φορέα

*Σημείωση: Στο Group 5 ανήκουν όλες οι μικρές κυκλικές επιφάνειες του παραπάνω σχήματος.



Σχήμα Α.4: Διακριτοποίηση της πλάκας- κεφαλόδεσμου με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία μετά την επίλυση του προβλήματος



Σχήμα A.5: Διακριτοποίηση των πασσάλων με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία μετά την επίλυση του προβλήματος

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας
πασσάλου $\varnothing 100$, μήκους 36m κατά DIN 4014 & EN 1997-1

Στρώση Layer	Στάθμη Level (m)	Τύπος εδάφους Soil type	Su kPa	qc MPa	qu MPa	τ _{mf}	Επιφάνεια Area m ²	Qr kN	Κατ/ρυφή Δύναμη kN/m	Οριζόντια Ελατήρια MN/m ²
1	-1.0	1		0.9		0.007	0.00	0	0.0	3.9
2	-8.0	1		3.2		0.026	18.85	483	80.4	14.4
3	-18.0	2	16			0.016	31.42	503	50.3	1.1
4	-27.5	2	25			0.025	29.85	746	78.5	1.7
5	-32.3	2	70			0.034	15.08	513	106.8	4.7
6	-40.0	2	150			0.050	11.62	581	157.1	10.1

Τύπος εδάφους (Soil type): 1, 2, 3 : Ψαθυρό (Non cohesive), Συνεκτικό (Cohesive), Βραχώδες (Rock)

2825

ΤΑΣΗ ΔΙΧΜΗΣ (MPa) = 1.15

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΠΑΣΣΑΛΟΥ

Σχετικό Υψόμετρο Εδάφους - Rel Ground Level (m)= 0.00
 Απόλυτο Υψόμετρο Εδάφους - Abs Ground Level (m)= 1.20
 Διάμετρος Πασσάλου - Pile Diameter (m)= 1.00
 Στάθμη Κεφαλής Πασσάλου - Pile top Level (m)= 1.20
 Στάθμη Αιχμής Πασσάλου - Pile base Level (m)= -34.8
 Μήκος Πασσάλου - Pile Length (m)= 36.00
 Βάθος Ενεργου. Τριβής-Level of Q Mobilization (m)= -2.00
 Στάθμη Υπόγειου νερού - Ground WT Level (m)= -2.00

S (cm)	Q _r (kN)	Q _s (kN)	Q (kN)	K _v (MN/m)
1.9	2825	469	3294	172.2
2.0	2825	491	3316	165.8
3.0	2825	608	3434	114.5
10.0	2825	903	3728	37.3

DIN 1054 : Επιτρεπόμενα Φορτία Q_{sp}=(Q_r+Q_s)/n

Φόρτιση "1" : n=2 , n_e=2 :

Οδηγία E39/99 : n=1.3

EN 1997-1 : Αντοχές σχεδιασμού - R_{cd}=(Q_s/γ_b+Q_r/γ_s)/γ_m

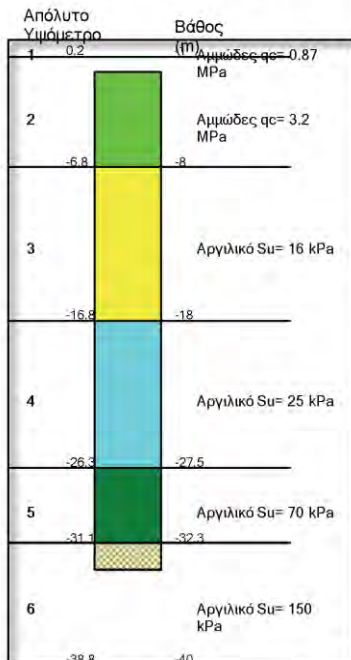
"DA-2" : γ_b=1.1, γ_s=1.1, γ_m= 1.3

"DA-2* Ssm" : γ_b=1.0, γ_s=1.0, γ_m=1.3

"DA-1" : γ_b=1.6, γ_s=1.3, γ_m= 1.0

Q _{sp}	S(cm)	K _v (MN/m)
1264	1.11	168.0
3868	1.71	158.0
2807	1.55	168.0
2868	1.71	168.0
2737	1.62	168.7

ΓΡΑΦΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ



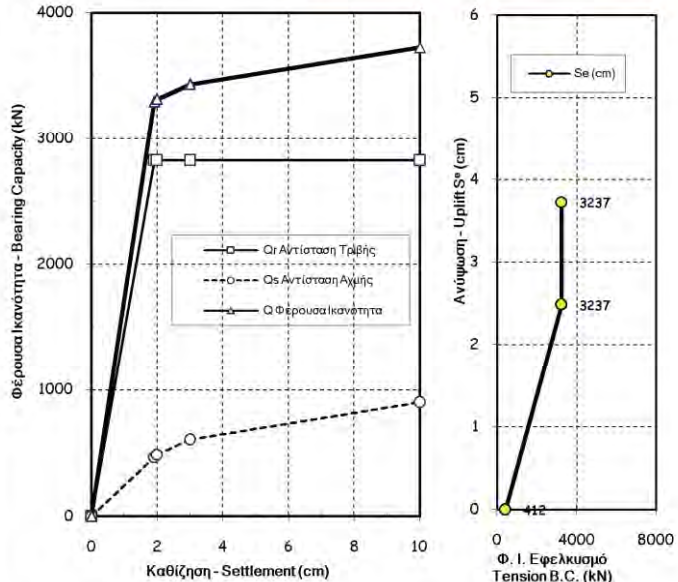
ΣΥΝΙΟΜΟΙ ΠΡΑΞΕΩΣ - ΔΕΚΛΗΡΩΣΕΙΣ

S_u: Αστράγγιστη διατμ. αντοχή-Undrained shear strength

q_c: Αντίσταση κώνου CPT-Cone penetration resistance

σ_c: Αντοχή σε θλίψη-Compressive strength

τ_{mf}: Πλευρική τριβή πασσάλου-Pile skin friction



σ_s: Αντίσταση αιχμής πασσάλου-Pile point resistance

S: Καθίζηση κεφαλής πασσάλου-Pile Head Settlement

D: Διάμετρος πασσάλου-Pile diameter

K_s: Οριζόντιο μέτρο-Horizontal modulus

Q: Αντοχή πλευρικής τριβής-Skin friction resistance

Q_s: Αντοχή αιχμής-Base resistance

Q: Αντοχή θλίψης-Compressive capacity

K_v: Μέτρο-Modulus (=Q/S, static)

S^u: Ανύψωση-Uplift

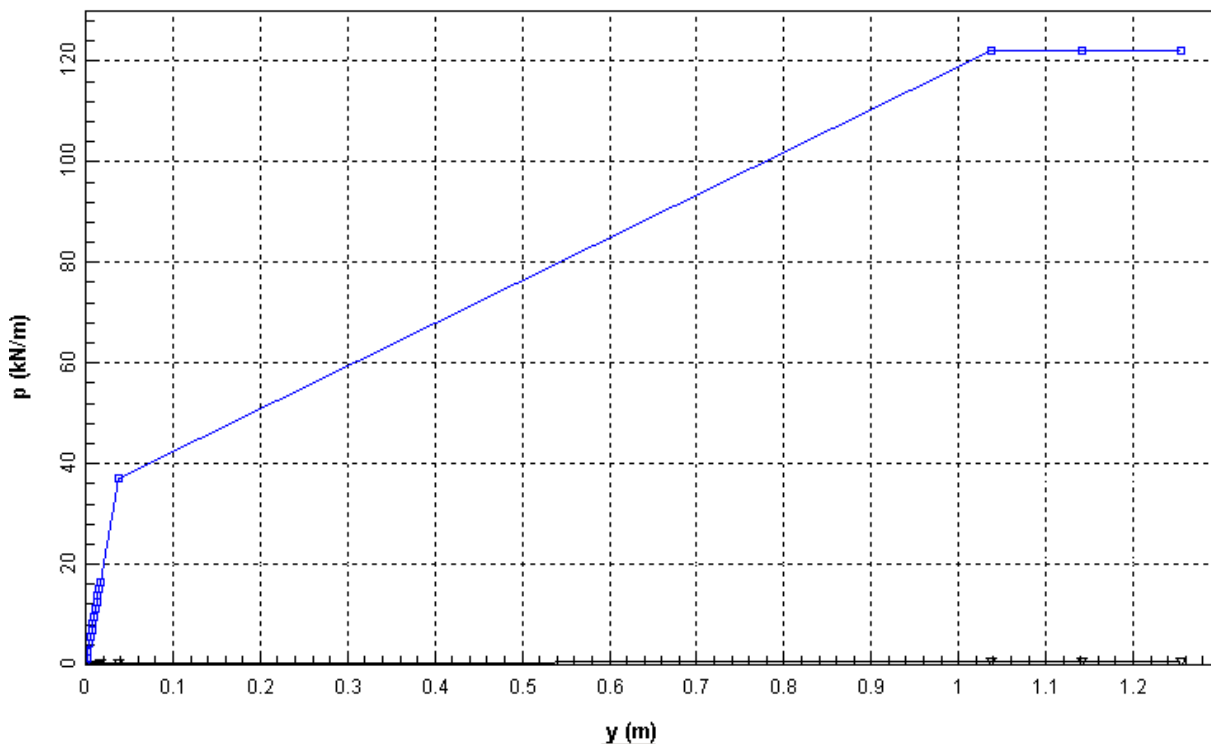
Q^u: Εμφλεκτική αντοχή-Tensile capacity (include

Σχήμα Β.1: Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας πασσάλου Φ100, μήκους 36m κατά DIN 4014 & EN 1997-1

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ



Οριζόντια απόκριση πασσάλου για την κάθε στρώση

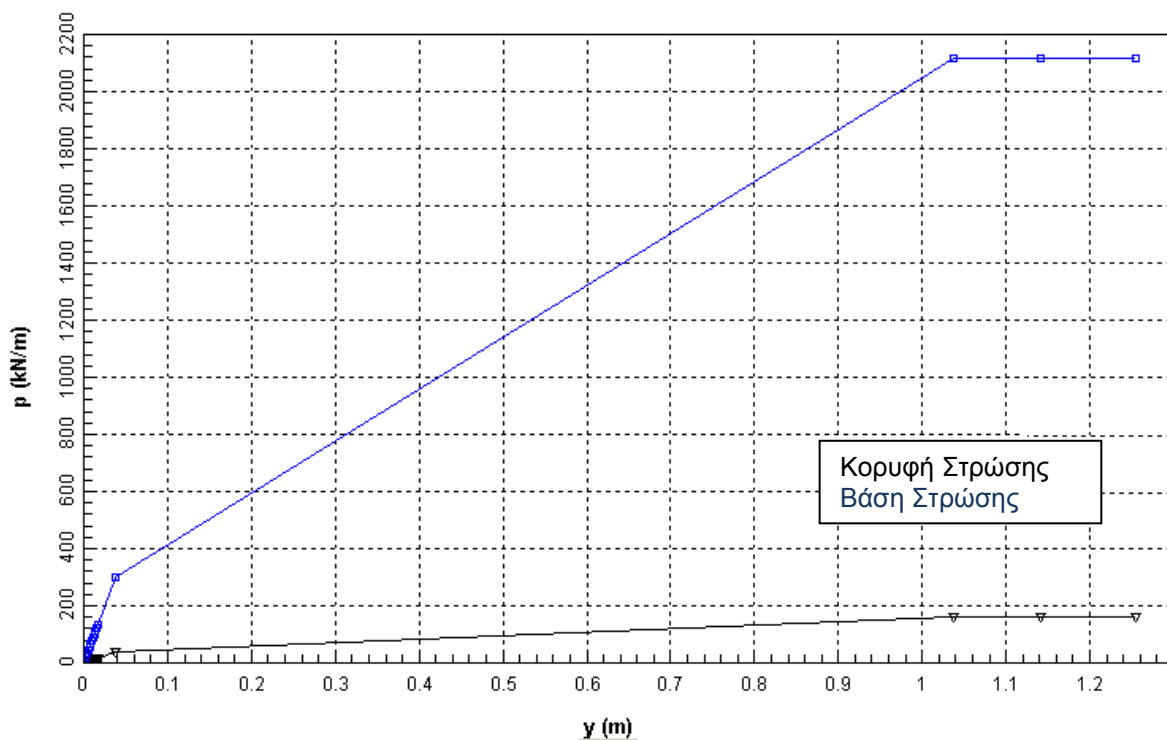


Σχήμα Γ.1: Καμπύλες 'p-y' για την εδαφική στρώση 1

Κορυφή 0m			Βάση 1m		
P	y	κλίση	P	y	κλίση
0,000	0,0000		0,000	0,0000	
0,069	0,0014	49,286	1,319	0,0014	942,143
0,139	0,0028	50,000	2,639	0,0028	942,857
0,208	0,0042	49,286	3,958	0,0042	942,143
0,278	0,0056	50,000	5,278	0,0056	942,857
0,347	0,0069	53,077	6,597	0,0069	1014,615
0,417	0,0083	50,000	7,917	0,0083	942,857
0,486	0,0097	49,286	9,236	0,0097	942,143
0,556	0,0111	50,000	10,556	0,0111	942,857
0,625	0,0125	49,286	11,875	0,0125	942,143
0,694	0,0139	49,286	13,194	0,0139	942,143
0,764	0,0153	50,000	14,514	0,0153	942,857
0,833	0,0167	49,286	15,833	0,0167	942,143
1,875	0,0375	50,096	35,625	0,0375	951,538
2,610	1,0375	0,735	113,908	1,0375	78,283
2,610	2,0375	0,000	113,908	2,0375	0,000
2,610	3,0375	0,000	113,908	3,0375	0,000
Τελικό 34,511			Τελικό 659,365		

Πίνακας Γ.1: Ελατηριακές σταθερές για την εδαφική στρώση 1

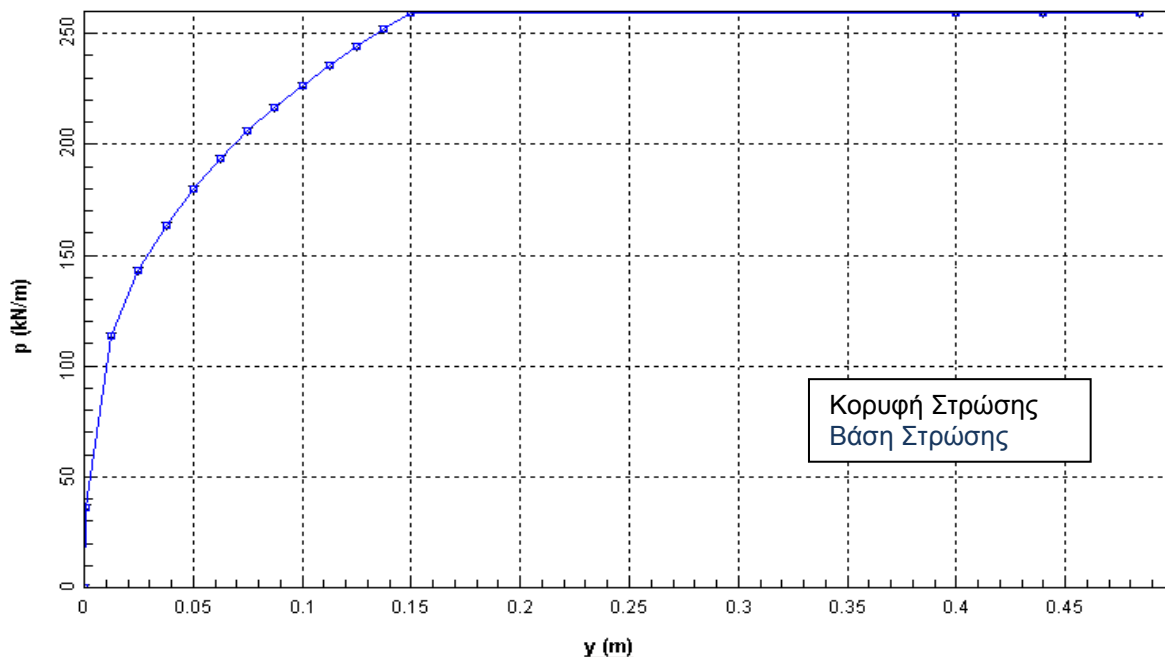
*Σημείωση: Οι τελικές τιμές της αντίστασης (όλων των εδαφικών στρώσεων) είναι μειωμένες στο 85% λόγω αλληλεπίδρασης ομάδας.



Σχήμα Γ.2: Καμπύλες 'p-y' για την εδαφική στρώση 2

Κορυφή			Βάση		
P	y	κλίση	P	y	κλίση
0,000	0,0000		0,000	0,0000	
1,458	0,0014	1049,892	11,042	0,0014	7949,388
2,917	0,0028	1049,964	22,083	0,0028	7949,316
4,375	0,0042	1049,892	33,125	0,0042	7949,388
5,833	0,0056	1049,892	44,167	0,0056	7949,388
7,292	0,0069	1050,720	55,208	0,0069	7955,043
8,750	0,0083	1049,892	66,250	0,0083	7949,388
10,208	0,0097	1049,892	77,291	0,0097	7948,884
11,667	0,0111	1049,964	88,333	0,0111	7949,820
13,125	0,0125	1049,892	99,375	0,0125	7949,388
14,583	0,0139	1049,892	110,417	0,0139	7949,388
16,042	0,0153	1049,964	121,458	0,0153	7949,316
17,500	0,0167	1049,892	132,500	0,0167	7949,388
39,375	0,0375	1050,017	298,125	0,0375	7950,127
167,141	1,0375	127,766	2100,392	1,0375	1802,267
167,141	2,0375	0,000	2100,392	2,0375	0,000
167,141	3,0375	0,000	2100,392	3,0375	0,000
Τελικό 731,931			Τελικό 5586,120		

Πίνακας Γ.2: Ελατηριακές σταθερές για την εδαφική στρώση 2

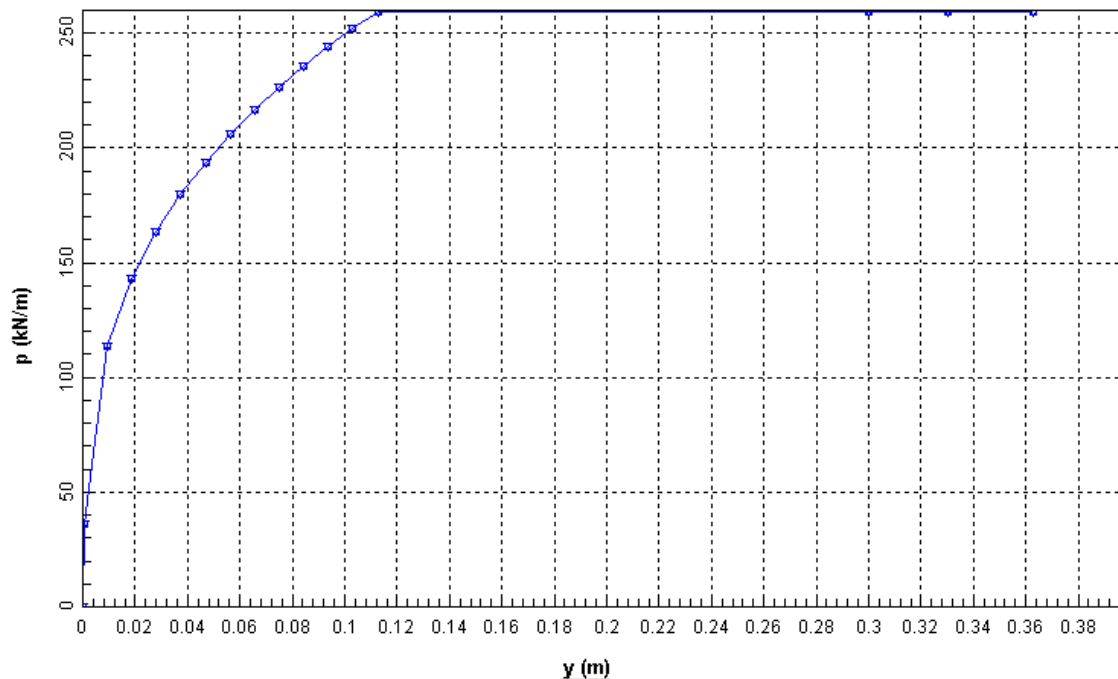


Σχήμα Γ.3: Καμπύλες $p-y$ για την εδαφική στρώση 3

Κορυφή 8m			Βάση 18m		
P	y	κλίση	P	y	κλίση
0,000	0,0000		0,000	0,0000	
36,000	0,0004	90000,000	36,000	0,0004	90000,000
113,393	0,0125	6396,116	113,393	0,0125	6396,116
142,866	0,0250	2357,840	142,866	0,0250	2357,840
163,541	0,0375	1654,000	163,541	0,0375	1654,000
180,000	0,0500	1316,720	180,000	0,0500	1316,720
193,899	0,0625	1111,920	193,899	0,0625	1111,920
206,049	0,0750	972,000	206,049	0,0750	972,000
216,913	0,0875	869,120	216,913	0,0875	869,120
226,786	0,1000	789,840	226,786	0,1000	789,840
235,867	0,1125	726,480	235,867	0,1125	726,480
244,298	0,1250	674,480	244,298	0,1250	674,480
252,184	0,1375	630,880	252,184	0,1375	630,880
259,605	0,1500	593,680	259,605	0,1500	593,680
259,200	0,4000	-1,620	259,200	0,4000	-1,620
259,200	0,7500	0,000	259,200	0,7500	0,000
259,200	1,0000	0,000	259,200	1,0000	0,000
Τελικό 5742,36			Τελικό 5742,36		

Πίνακας Γ.3: Ελατηριακές σταθερές για την εδαφική στρώση 3

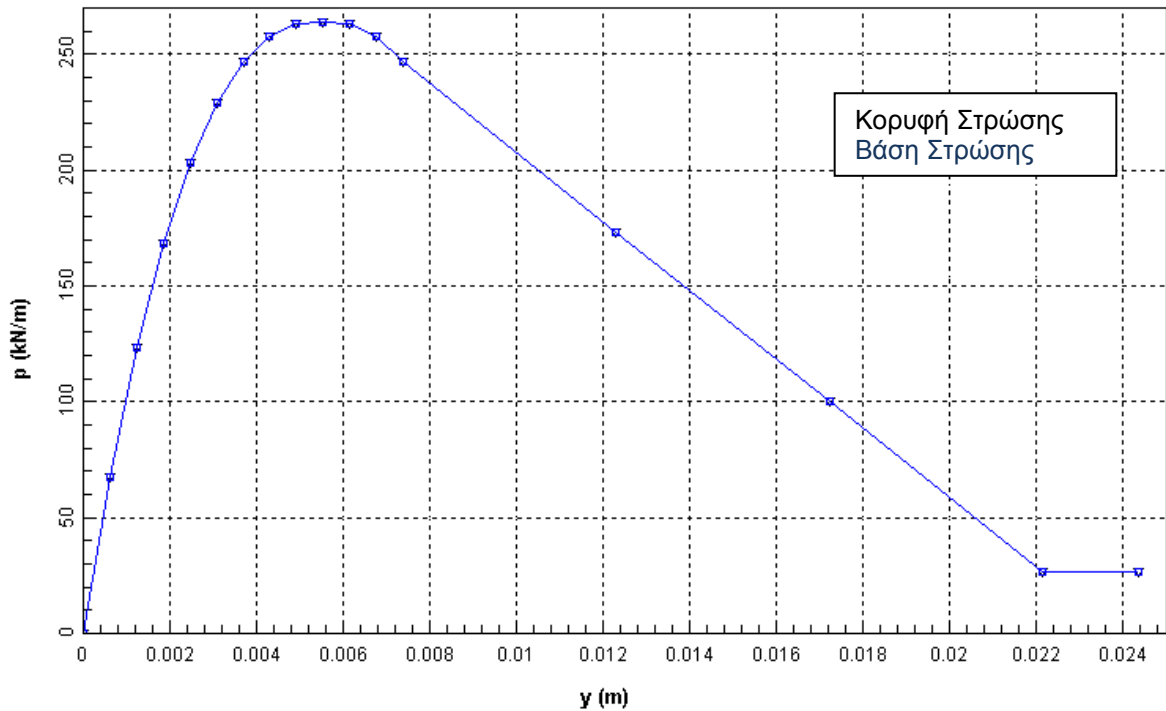
Παρατήρηση: Φαίνεται παραπάνω ότι στην συνεκτική στρώση 3 (καθώς και στις δύο επόμενες 4 & 5) οι καμπύλες ' $p-y$ ' ταυτίζονται. Πράγμα το οποίο είναι αναμενόμενο μιας και στα συνεκτικά εδάφη και για βάθη μεγαλύτερα του κρίσιμου οι καμπύλες ' $p-y$ ' δεν αλλάζουν με το βάθος.



Σχήμα Γ.4: Καμπύλες 'p-y' για την εδαφική στρώση 4

Κορυφή 18m			Βάση 27,50m		
P	y	κλίση	P	y	κλίση
0,000	0,0000		0,000	0,0000	
36,000	0,0003	120000,000	36,000	0,0003	120000,000
113,393	0,0094	8504,725	113,393	0,0094	8504,725
142,866	0,0187	3169,140	142,866	0,0187	3169,140
163,541	0,0281	2199,468	163,541	0,0281	2199,468
180,000	0,0375	1750,957	180,000	0,0375	1750,957
193,899	0,0469	1478,617	193,899	0,0469	1478,617
206,049	0,0563	1292,553	206,049	0,0563	1292,553
216,913	0,0656	1168,172	216,913	0,0656	1168,172
226,786	0,0750	1050,319	226,786	0,0750	1050,319
235,867	0,0844	966,064	235,867	0,0844	966,064
244,298	0,0937	906,559	244,298	0,0937	906,559
252,184	0,1031	838,936	252,184	0,1031	838,936
259,605	0,1125	789,468	259,605	0,1125	789,468
259,200	0,3000	-2,160	259,200	0,3000	-2,160
259,200	0,5625	0,000	259,200	0,5625	0,000
259,200	0,7500	0,000	259,200	0,7500	0,000
Τελικό 7655,994			Τελικό 7655,994		

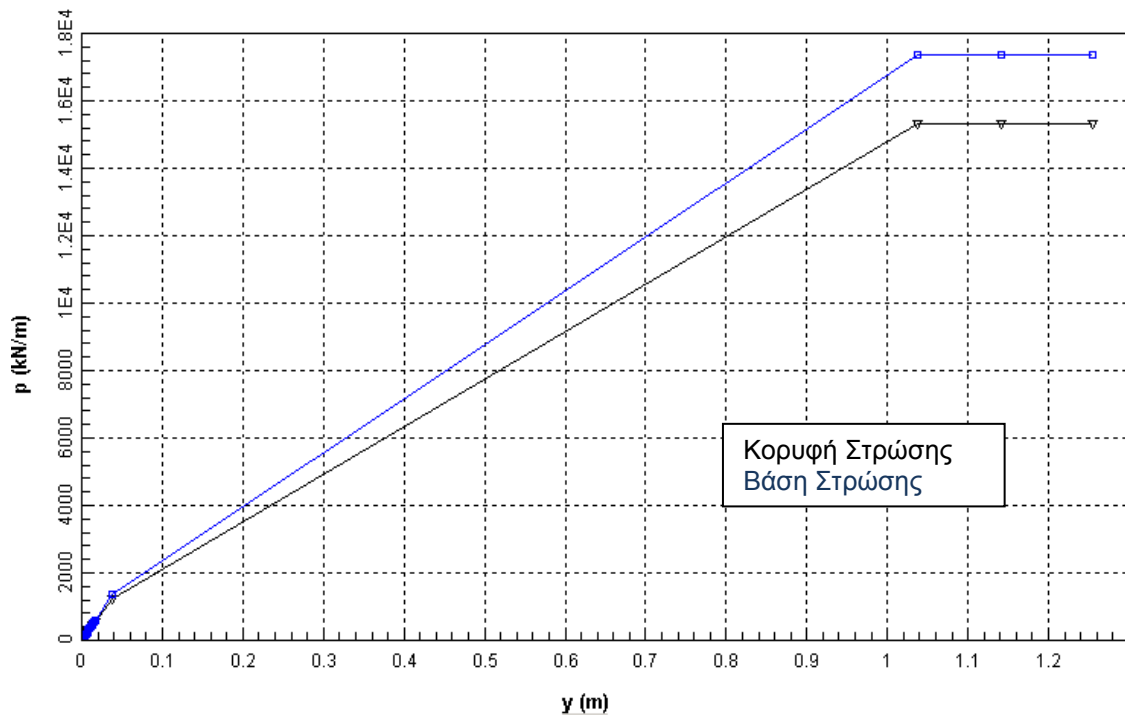
Πίνακας Γ.4: Ελατηριακές σταθερές για την εδαφική στρώση 4



Σχήμα Γ.5: Καμπύλες 'p-y' για την εδαφική στρώση 5

Κορυφή 27,50m			Βάση 32,30m		
P	y	κλίση	P	y	κλίση
0,000	0,0000		0,000	0,0000	
67,337	0,0006	112228,333	67,337	0,0006	112228,333
123,155	0,0012	93030,000	123,155	0,0012	93030,000
168,198	0,0018	75071,667	168,198	0,0018	75071,667
203,267	0,0025	50098,571	203,267	0,0025	50098,571
229,235	0,0031	43280,000	229,235	0,0031	43280,000
247,064	0,0037	29715,000	247,064	0,0037	29715,000
257,854	0,0043	17983,333	257,854	0,0043	17983,333
262,914	0,0049	8433,333	262,914	0,0049	8433,333
264,000	0,0055	1810,000	264,000	0,0055	1810,000
262,914	0,0061	-1810,000	262,914	0,0061	-1810,000
257,854	0,0068	-7228,571	257,854	0,0068	-7228,571
247,064	0,0074	-17983,333	247,064	0,0074	-17983,333
173,501	0,0123	-15012,857	173,501	0,0123	-15012,857
99,898	0,0172	-15021,020	99,898	0,0172	-15021,020
26,294	0,0221	-15021,224	26,294	0,0221	-15021,224
26,294	0,2460	0,000	26,294	0,2460	0,000
Τελικό 19102,328			Τελικό 19102,328		

Πίνακας Γ.5: Ελατηριακές σταθερές για την εδαφική στρώση 5



Σχήμα Γ.6: Καμπύλες 'ρ-γ' για την εδαφική στρώση 6

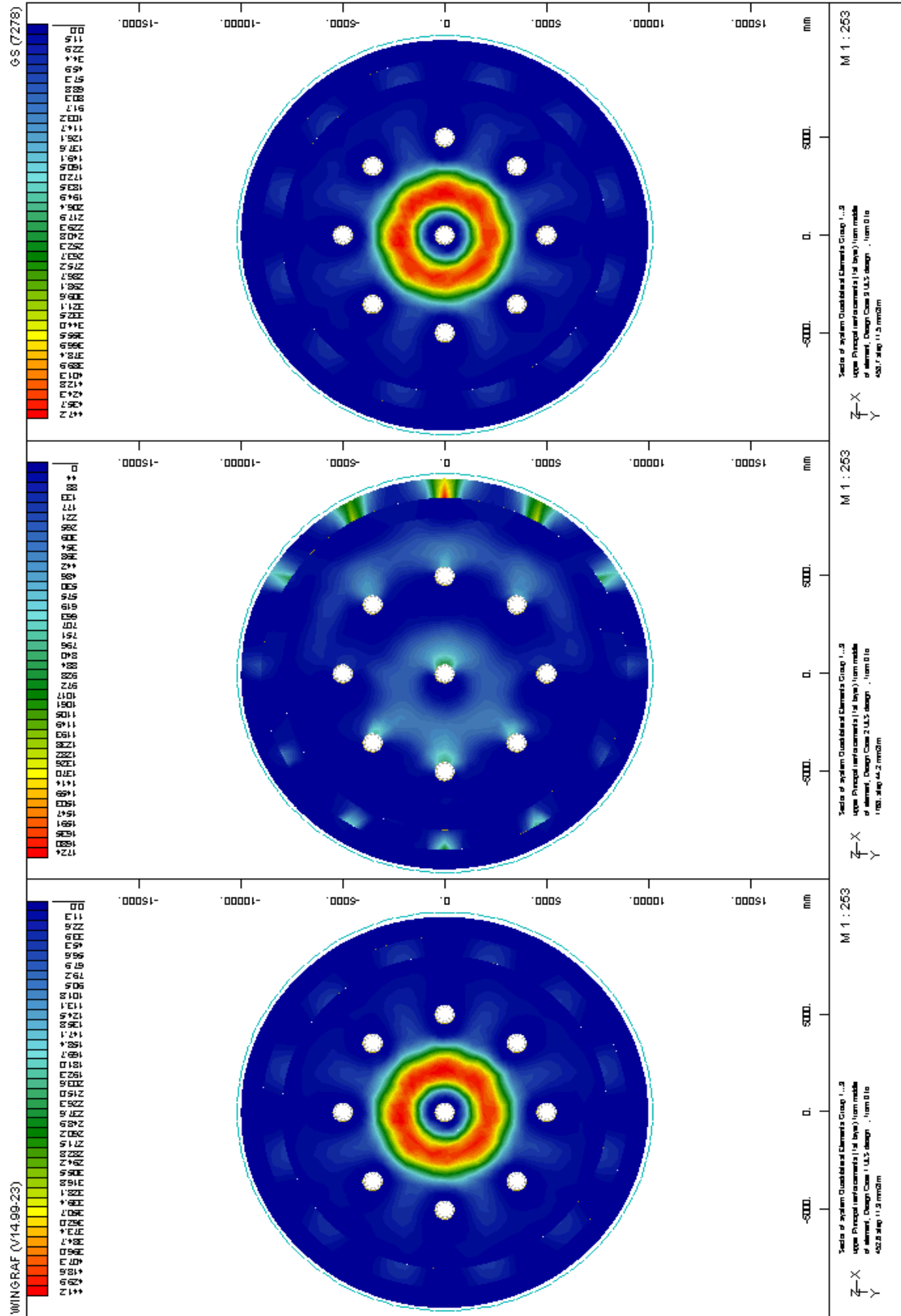
Κορυφή 32,30m			Βάση 36m		
P	y	κλίση	P	y	κλίση
0,000	0,0000		0,000	0,0000	
44,875	0,0014	32307,415	50,000	0,0014	35997,120
89,750	0,0028	32307,415	100,000	0,0028	35997,120
134,625	0,0042	32307,415	150,000	0,0042	35997,120
179,500	0,0056	32307,415	200,000	0,0056	35997,120
224,375	0,0069	32330,692	250,000	0,0069	36023,055
269,250	0,0083	32307,415	300,000	0,0083	35997,120
314,125	0,0097	32307,415	350,000	0,0097	35997,120
359,000	0,0111	32307,415	400,000	0,0111	35997,120
403,875	0,0125	32307,415	450,000	0,0125	35997,120
448,750	0,0139	32307,415	500,000	0,0139	35997,120
493,625	0,0153	32307,415	550,000	0,0153	35997,120
538,500	0,0167	32307,415	600,000	0,0167	35997,120
1211,625	0,0375	32310,517	1350,000	0,0375	36000,576
15599,296	1,0375	14387,671	17641,283	1,0375	16291,283
15599,296	2,0375	0,000	17641,283	2,0375	0,000
15599,296	3,0375	0,000	17641,283	3,0375	0,000
Τελικό 23078,055			Τελικό 25727,547		

Πίνακας Γ.6: Ελατηριακές σταθερές για την εδαφική στρώση 6

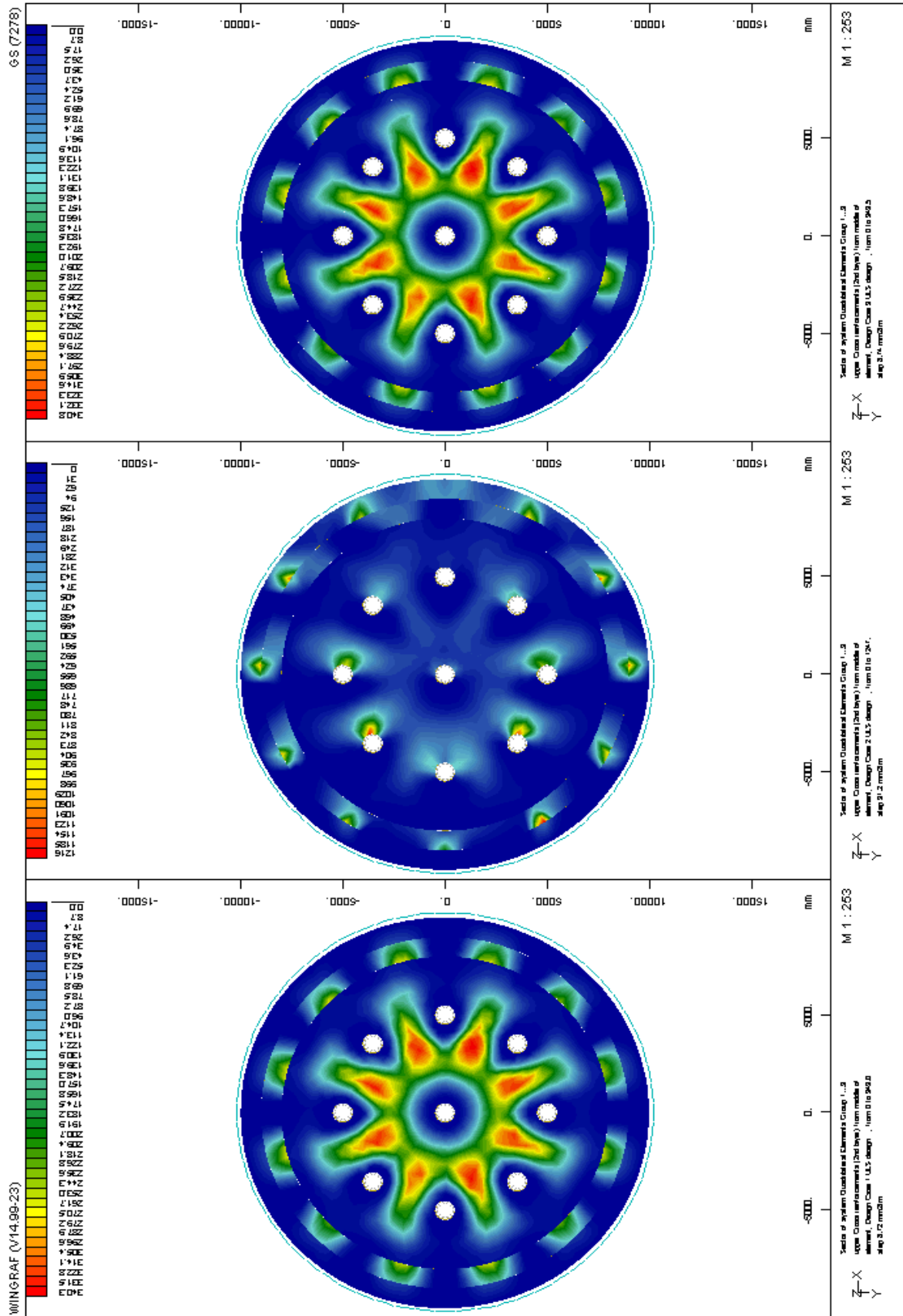
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ



Διαγράμματα ισοτημών
των δράσεων και των σπλισμών της πλάκας- κεφαλόδεσμου

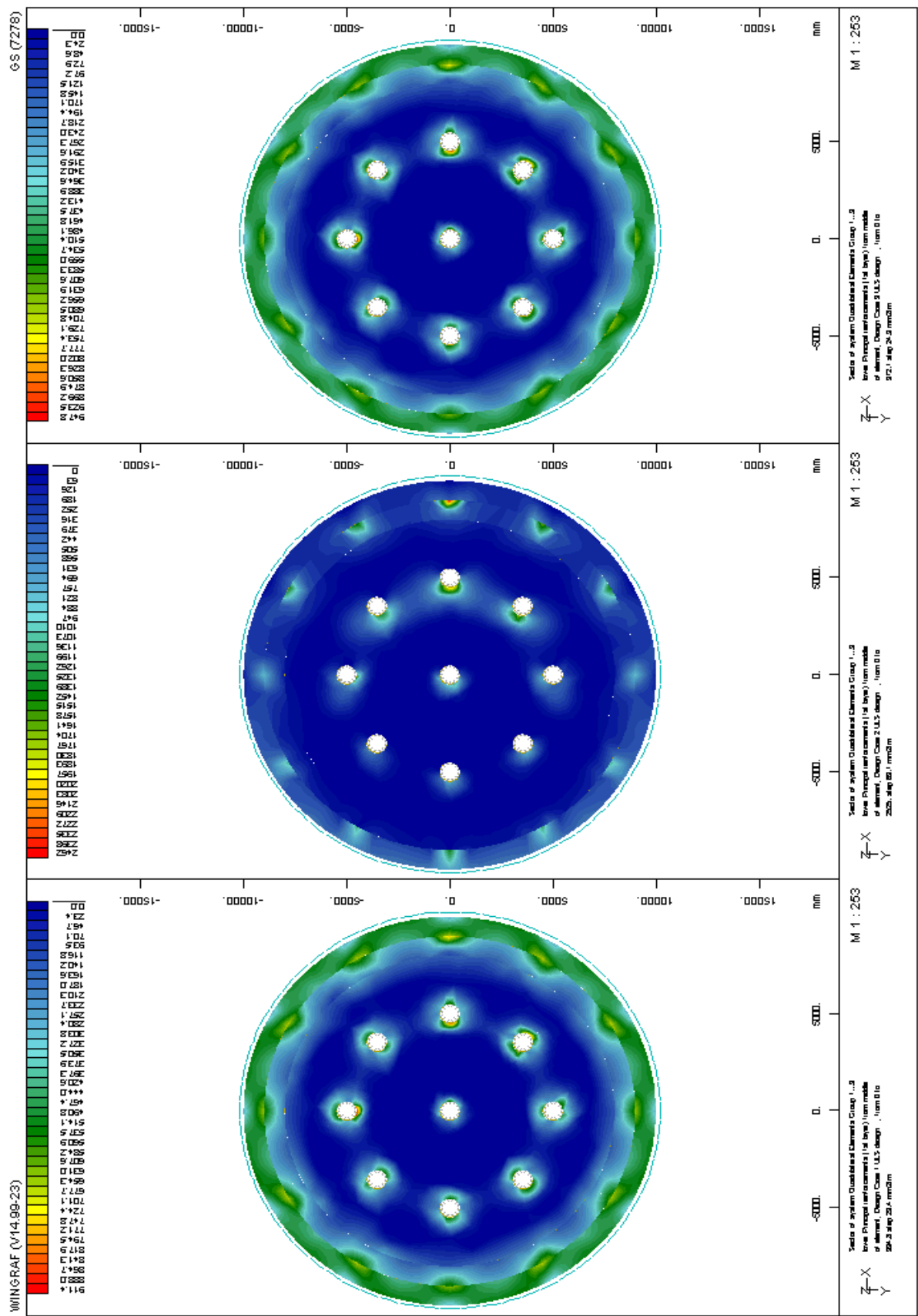


Σχήμα Δ.1: Ισοτιμές κύριων σπλισμών κάτω παρειάς πλάκας



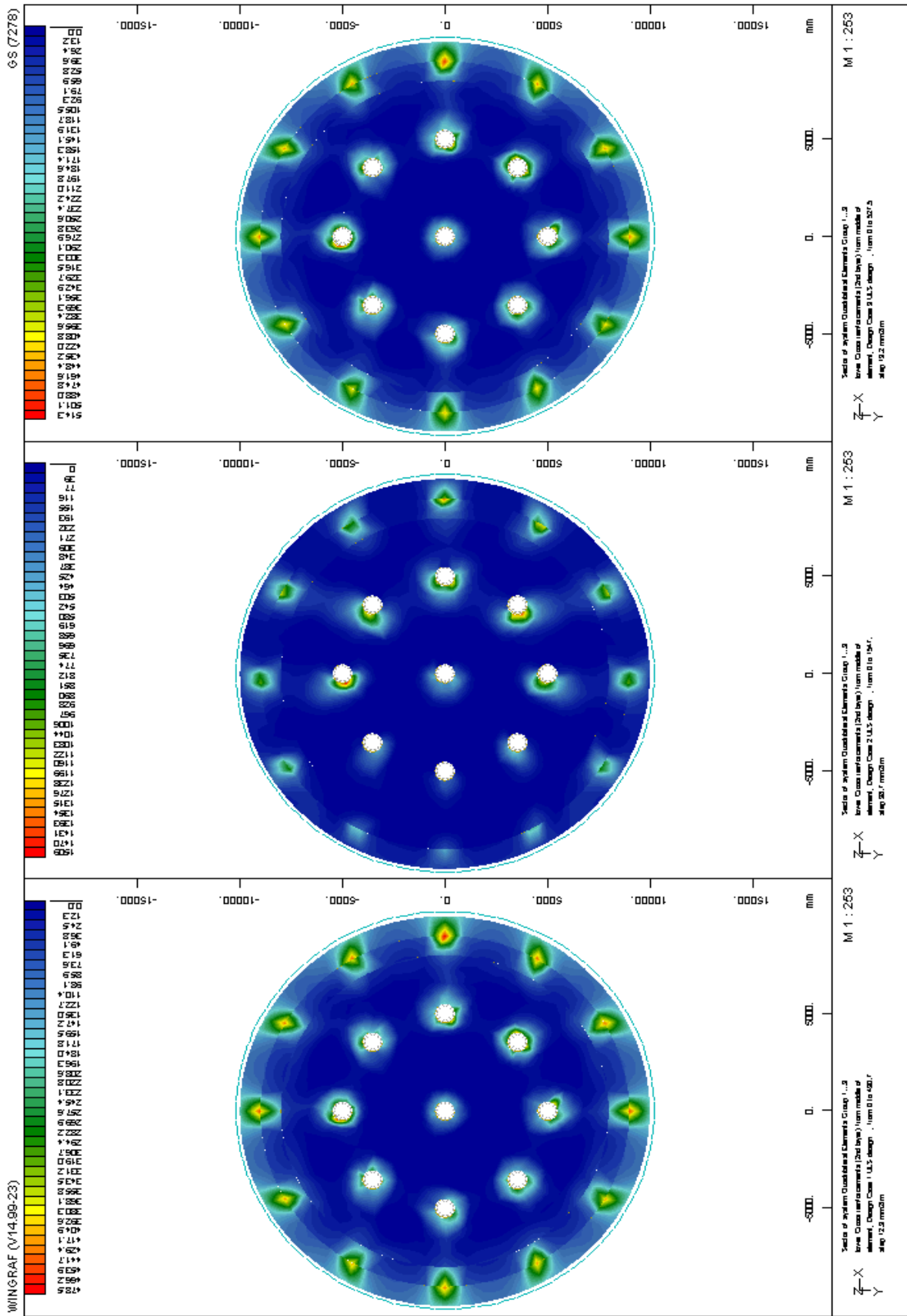
Tank foundation - OLTH

Σχήμα Α.2: Ισοτιμές δευτερευόντων σπλισμών κάτω παρειάς πλάκας

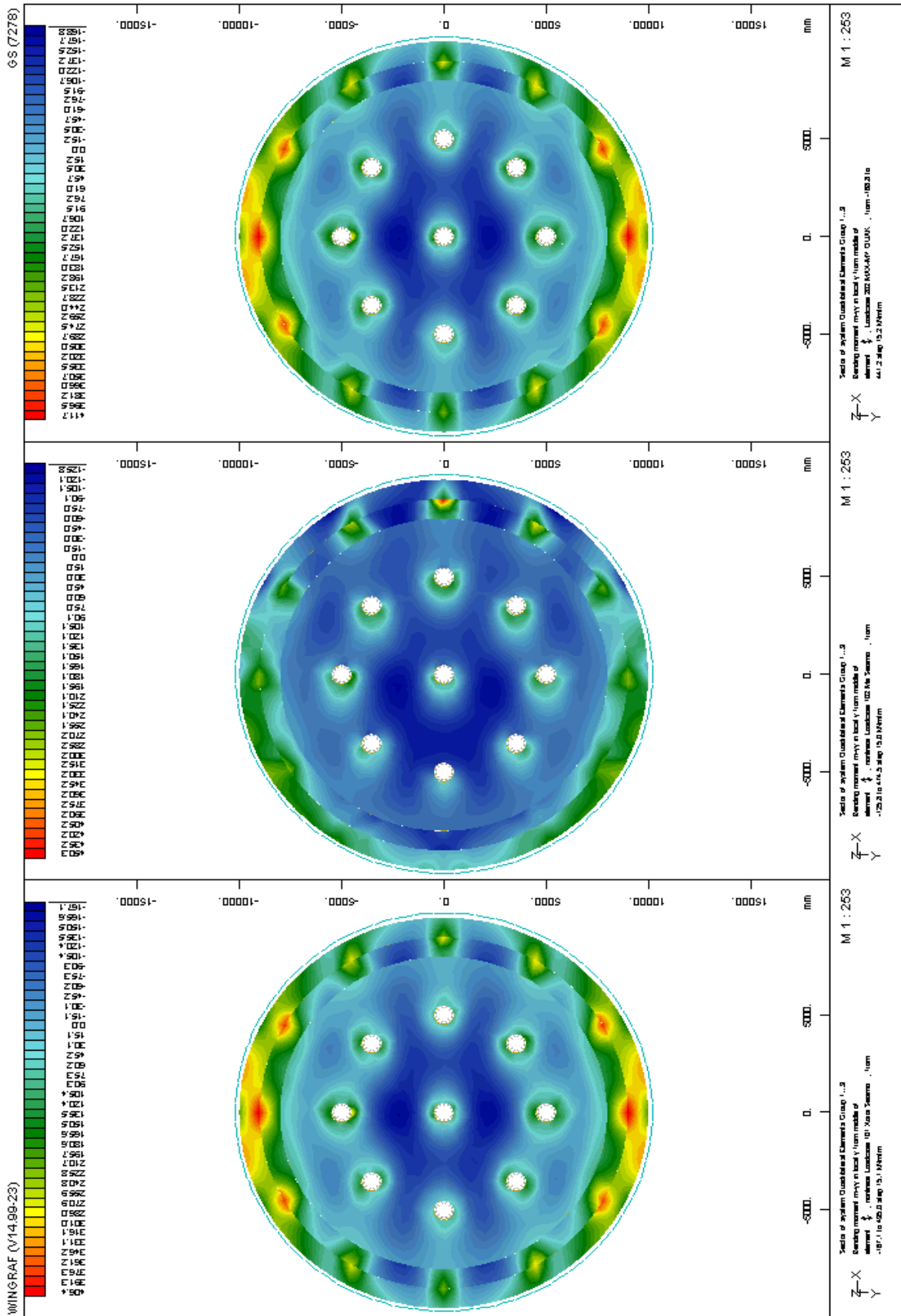


Σχήμα Δ.3: Ισοτιμές κύριων οπλισμών άνω παρειάς πλάκας

Tank foundation - OLTH

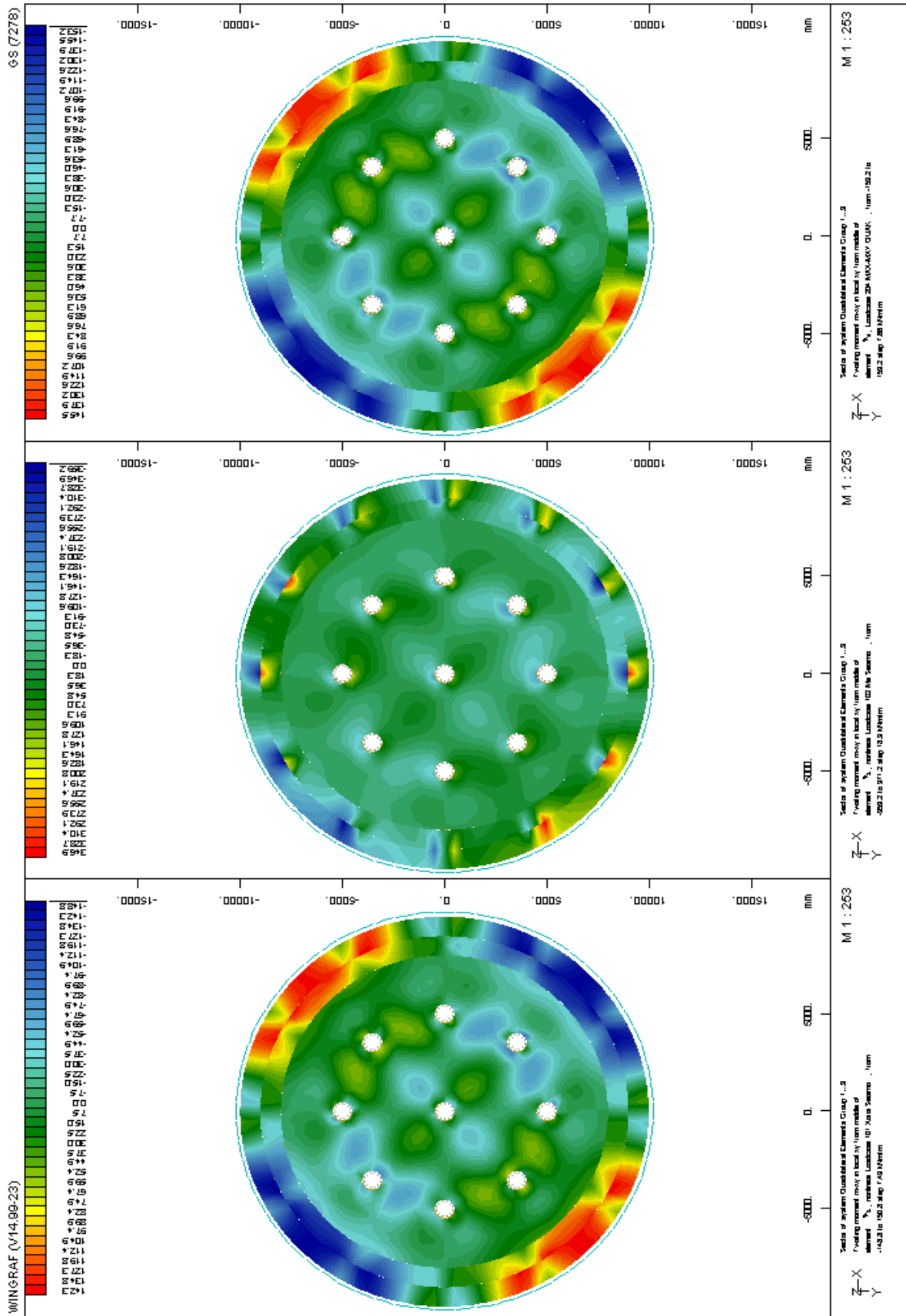


Σχήμα Δ.4: Ισοτιμές δευτεροδόντων οπλισμών άνω παρεΐας πλάκας

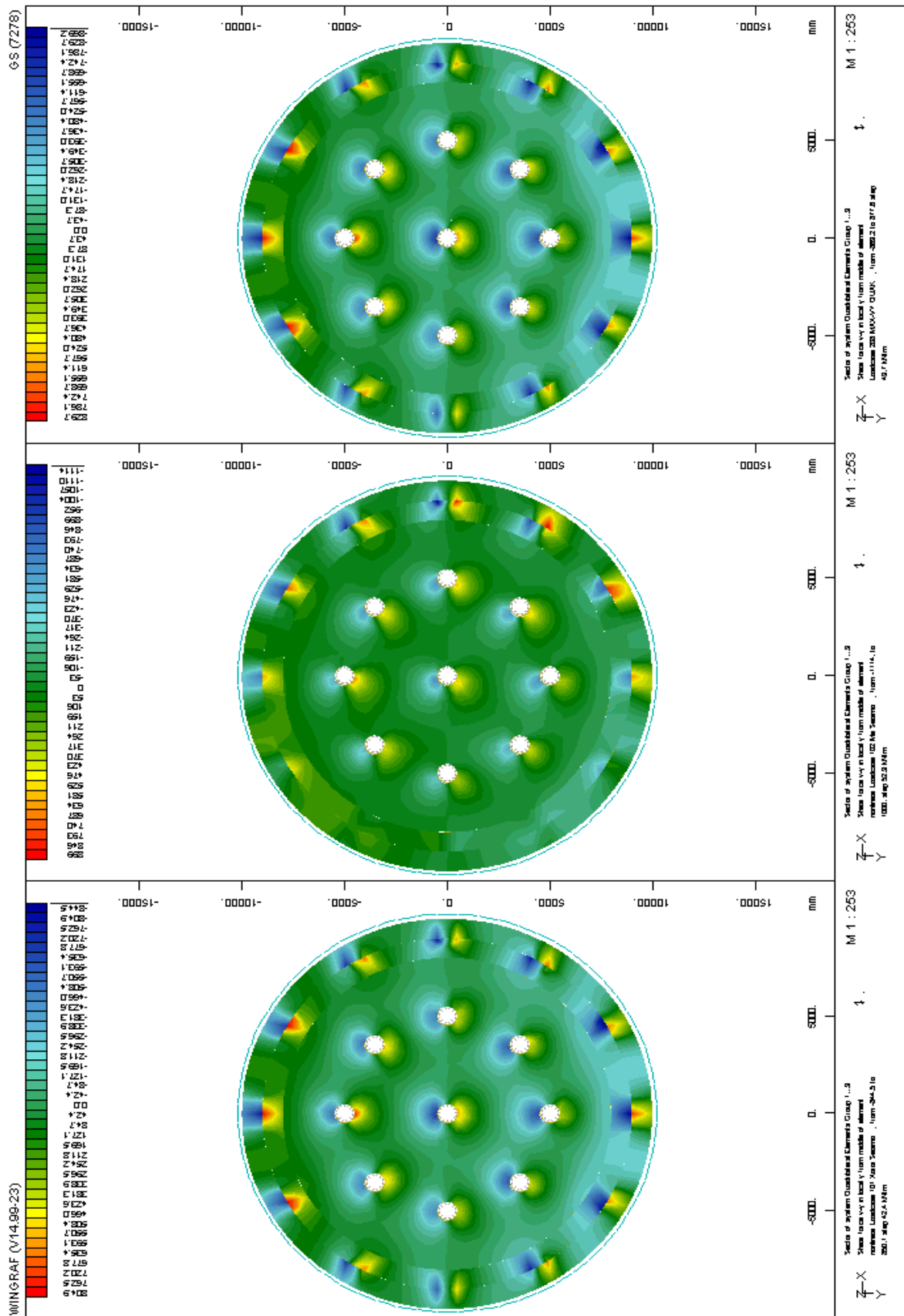


Tank foundation - OLTTH

Σχήμα Α.6: Ισοτιμές καμπτικών ροπών κατά τον τοπικό άξονα y

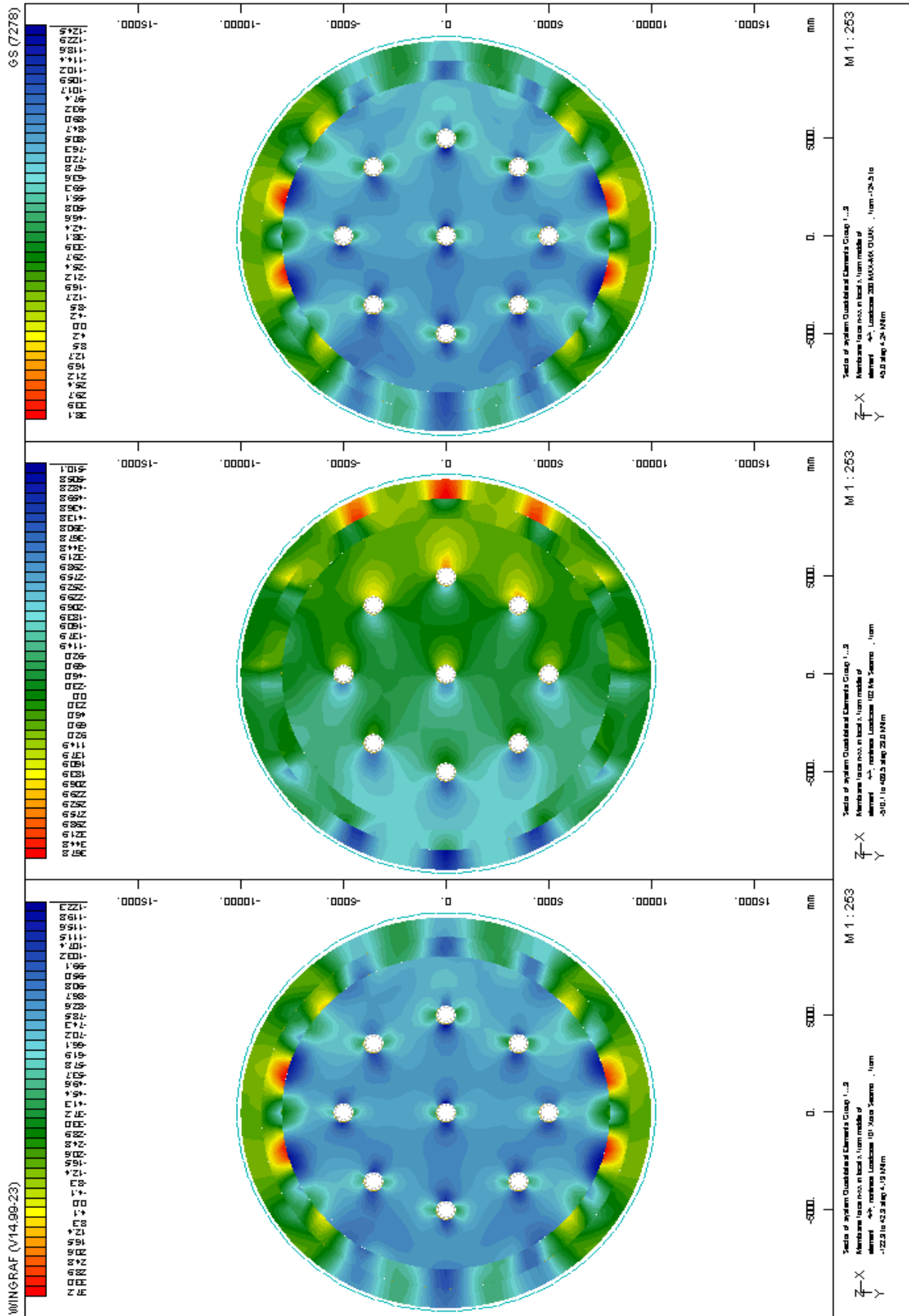


Σχήμα Δ.7: Ισοτιμές στρεπτικών ροπών κατά τον τοπικό άξονα xy



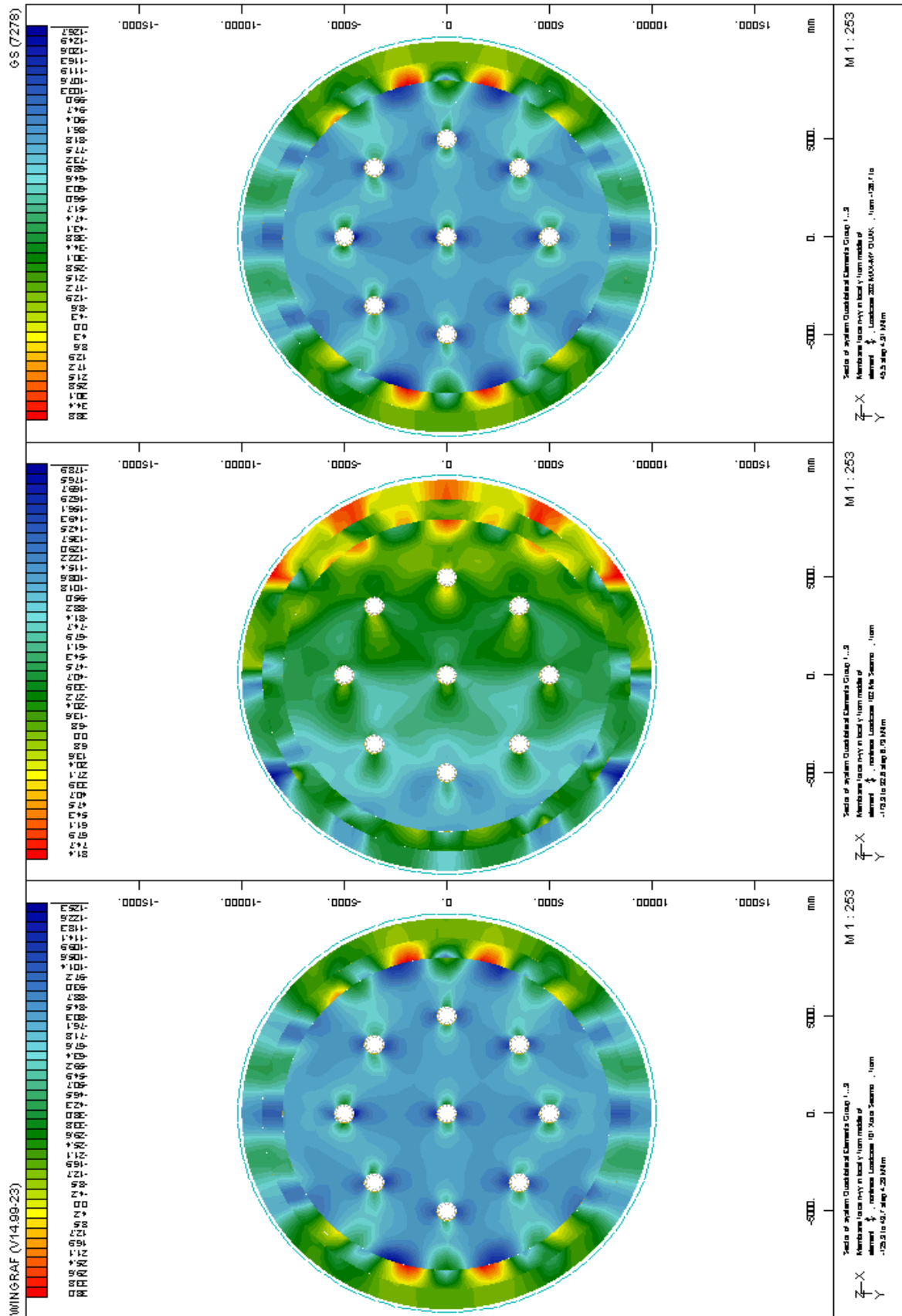
Tank foundation - OLTH

Σχήμα Δ.9: Ισοτιμές τεννουσών δυνάμεων κατά τον τοπικό άξονα y



Tank foundation - OLTH

Σχήμα Α.10: Ισοτιμές αξονικών δυνάμεων κατά τον τοπικό άξονα x



Tank foundation - OLTH

Σχήμα Α.11: Ισοτιμές αξονικών δυνάμεων κατά τον τοπικό άξονα y