



ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ-
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

ΤΟΜΕΑΣ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΚΑΙ ΑΓΡΟΤΙΚΗΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΔΟΜΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΔΑΤΟ-ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημήτριος Τσονιώτης

Επιβλέπων Καθηγητής: Καττής Μαρίνος

Αθήνα, Οκτώβριος 2022

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	5
ABSTRACT	6
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή.....	7
1.1 Ο σκοπός της διπλωματικής	7
1.2 Οι στόχοι σχεδιασμού μιας κατασκευή	9
1.3 Οι σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα	9
1.4 Οι κώδικες σχεδιασμού κατασκευών για ρευστά	10
1.5 Έλεγχος Διαπερατότητας.....	10
1.6 Τοπικές συνθήκες του έργου	13
1.7 Επιρροή των μεθόδων εκτέλεσης της κατασκευής.....	14
1.8 Διαδικασία σχεδιασμού	15
1.9 Απαιτήσεις κώδικα	15
Κεφάλαιο 2: Βάσεις Σχεδιασμού και Υλικά	16
2.1 Δράσεις στην Κατασκευή.....	16
2.2 Ταξινόμηση της περιβαλλοντικής έκθεσης της κατασκευής.....	17
2.3 Το Δομικό Σύστημα.....	20
2.4 Επιρροή των μεθόδων κατασκευής	20
2.5 Φορτίσεις	24
2.5.1 Δράσεις.....	24
2.5.2 Μερικοί συντελεστές ασφάλειας.....	25
2.6 Θεμελίωση.....	27
2.7 Άνωση.....	28
Κεφάλαιο 3: σχεδιασμος κατασκευων οπλισμενου σκυροδεματος.....	30
3.1 Η μέθοδος των Οριακών Καταστάσεων.....	30
3.1.1 Η οριακή κατάσταση Αντοχής (STR)	30
3.1.2 Η οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS).....	30
3.2 Η Ονομαστική Επικάλυψη	31
3.3 Προσομοίωση του στατικού μοντέλου.....	32
3.4 Σχεδιασμός Έναντι Κάμψης	33
3.5 Σχεδιασμός Έναντι Διάτμησης	34
3.6 Έλεγχος Εγκάρσιας Μετατόπισης Πλακών.....	34
3.7 Υπολογισμός Εύρους Ρωγμών.....	36
3.8 Λεπτομέρειες Οπλισμού	40

Κεφάλαιο 4 Σχεδιασμός Υδατοδεξαμενής.....	42
4.1 Γενικά στοιχεία του έργου.....	42
4.2 Έλεγχος ευστάθειας.....	44
4.2 Υπολογισμός φορτίων δεξαμενής.....	47
4.2.1 Εξωτερικά φορτία για STR.....	47
4.2.2 Εξωτερικά φορτία για SLS.....	49
4.2.3 Εσωτερικά φορτία για STR.....	50
4.3 Στατική ανάλυση.....	51
4.4 Έλεγχοι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας και αντοχής.....	61
4.4.1 Στοιχεία σκυροδέματος και σπλισμού.....	61
4.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας κα αντοχής τοιχίων A, C.....	62
4.4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αντοχής τοιχίων B, D.....	66
4.4.4 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αντοχής πλάκας βάσης.....	66
Κεφάλαιο 5 Συμπερασματα.....	72
Βιβλιογραφία.....	73
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	74
Παράρτημα I: Πίνακες παραμέτρων σχεδιασμού.....	74
Παράρτημα II: Πίνακες στατικής ανάλυσης ορθογώνιων πλακών.....	80
(από Beton Kalender 1984).....	80
Παράρτημα III: Αποτελέσματα Ανάλυσης με Πεπερασμένα Στοιχεία.....	88

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία προτείνεται μια απλοποιημένη μεθοδολογία για την ανάλυση και το σχεδιασμό υδατοδεξαμενών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με βάση τους ευρωκώδικες. Η μεθοδολογία στηρίζεται στην ανάλυση του δομικού συστήματος σε επιμέρους δομικά υποσυστήματα, των οποίων η ένταση και η παραμόρφωση μπορεί να προσδιοριστεί προσεγγιστικά «με το χέρι». Η ανάλυση αυτή χρησιμοποιεί απλοποιημένες στατικές τεχνικές και πίνακες στατικών επιλύσεων που μπορούν να βρεθούν στην βιβλιογραφία.. Στην συνέχεια, η προτεινόμενη μεθοδολογία εφαρμόζεται στο σχεδιασμό μιας υπόγειας υδατοδεξαμενής. Τα αποτελέσματα της απλοποιημένης στατικής ανάλυσης της υδατοδεξαμενής συγκρίνονται με αυτά που αποκτώνται από την ανάλυση της με πεπερασμένα στοιχεία. Δείχνεται ότι η προτεινόμενη ανάλυση παρέχει σχετικά ακριβή αποτελέσματα που βρίσκονται στην πλευρά της ασφάλειας. Επίσης, στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται και συζητούνται με συστηματικό τρόπο τα βασικά ζητήματα ανάλυσης και σχεδιασμού που συναντώνται στις κατασκευές αποθήκευσης ρευστών.

ABSTRACT

In this thesis a simplified methodology is proposed for the analysis and design of Reinforced Concrete water tanks based on Eurocodes. The methodology is based on the analysis of the structural system into individual structural subsystems, whose tension and deformation can be roughly determined "by hand". This analysis uses simplified static techniques and static solution tables that can be found in the literature. Next, the proposed methodology is applied to the design of an underground water tank. The results of the simplified static analysis of the water tank are compared with those obtained from its finite element analysis. data. It is shown that the proposed analysis provides relatively accurate results that are on the safety side. Also, in this paper, the basic analysis and design issues encountered in fluid storage structures are presented and discussed in a systematic manner.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Ο σκοπός της διπλωματικής

Η χρήση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα για την αποθήκευση νερού, ή άλλων ρευστών, είναι μια κοινή πρακτική διεθνώς. Οι μέθοδοι σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές αυτές, μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν για το σχεδιασμό υπογείων σε κτίρια, όπου πρέπει να αποκλειστούν τα υπόγεια ύδατα. Για τέτοιους σκοπούς, γενικά, το σκυρόδεμα είναι το πιο οικονομικό υλικό κατασκευής και, όταν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί σωστά, παρέχει μεγάλη διάρκεια ζωής και χαμηλό κόστος συντήρησης.

Στην διπλωματική αυτή παρέχεται μια μεθοδολογία για τον σχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίες αποθηκεύουν νερό ή άλλα ρευστά, με βάση τους ευρωκώδικες. Στην μεθοδολογία αυτή, για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών, η στατική ανάλυση του δομικού συστήματος των κατασκευών αυτών γίνεται με μια απλοποιημένη προσέγγιση, όπου το δομικό σύστημα αναλύεται σε επιμέρους υποσυστήματα που μπορούν να αναλυθούν με το 'χέρι' χρησιμοποιώντας πίνακες και απλές στατικές μεθόδους. Η προτεινόμενη απλοποιημένη ανάλυση του δομικού συστήματος συγκρίνεται και αξιολογείται με βάση τα αποτελέσματα που παρέχει η εφαρμογή εμπορικού λογισμικού πακέτου πεπερασμένων στοιχείων. Δείχνεται ότι η προτεινόμενη ανάλυση παρέχει αξιόπιστα αποτελέσματα που βρίσκονται πολύ κοντά στα αποτελέσματα που παρέχουν τα πεπερασμένα στοιχεία και προς την πλευρά της ασφάλειας. Επίσης, στην παρούσα διπλωματική εργασία συστηματοποιείται η διαδικασία σχεδιασμού με βάση τις διατάξεις των ευρωκωδίκων και συζητούνται εκτενώς διάφορα βασικά θέματα που εμπλέκονται στις κατασκευές αυτές. Τέλος, παρέχεται ένα παράδειγμα σχεδιασμού μιας υπόγειας υδατοδεξαμενής, όπου εφαρμόζεται η προτεινόμενη μεθοδολογία.

Η μεθοδολογία που προτείνεται στην παρούσα εργασία μπορεί επίσης να εφαρμοσθεί στις παρακάτω κατασκευές: πισίνες, υπερυψωμένες δεξαμενές (όχι υδατόπυργους), μικρές τεχνικές λίμνες, δεξαμενές οικισμών, τοίχοι υπογείων σε κτίρια, κλπ. (σχήματα 1.1 και 1.2). Εξαιρούνται φράγματα, δεξαμενές καυσίμων, κατασκευές που υπόκεινται σε δυναμικές πιέσεις, κλπ.

Στο σημείο αυτό πρέπει να διασαφηνισθούν τα παρακάτω. Οι αρχές που διέπουν τον σχεδιασμό υδατο-δεξαμενών ισχύουν εξίσου για τις κατασκευές που σχεδιάζονται για την αποθήκευση άλλων ρευστών. Στις κατασκευές αυτές, οι πιέσεις μπορεί να χρειάζεται να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας ένα ειδικό βάρος του ρευστού μεγαλύτερο από τη μονάδα, δηλαδή, μεγαλύτερου από το νερό. Στην παρούσα εργασία υποθέτουμε ότι το νερό είναι το συγκρατούμενο ρευστό, εκτός εάν υπάρχει οποιοσδήποτε άλλος προσδιορισμός. Ο όρος «κατασκευή» που χρησιμοποιείται εκτενώς παρακάτω περιγράφει τη δεξαμενή που συγκρατεί το ρευστό.

Ο σχεδιασμός των κατασκευών για τη συγκράτηση λαδιού, βενζίνης και άλλων παρόμοιων υγρών δεν καλύπτεται από την προτεινόμενη μεθοδολογία. Ο σχεδιασμός των κατασκευών αυτών απαιτεί ειδικές θεωρήσεις που μπορούν να βρεθούν σε εξειδικευμένη βιβλιογραφία. Όμως, οι βασικές αρχές σχεδιασμού ενδέχεται να εξακολουθούν να ισχύουν. Ομοίως, δεν καλύπτεται ο σχεδιασμός δεξαμενών που αποθηκεύουν ρευστά, σε υψηλές θερμοκρασίες (>200°C).



Σχήμα 1.1 Κατασκευή δεξαμενής από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 1.2 Εσωτερικό υδατοδεξαμενής από σκυρόδεμα.

1.2 Οι στόχοι σχεδιασμού μιας κατασκευής

Μια κατασκευή που σχεδιάζεται για να αποθηκεύει ή να συγκρατεί ρευστά πρέπει να πληροί τις απαιτήσεις των άλλων συμβατικών κατασκευών. Δηλαδή, πρέπει να διαθέτει επαρκή αντοχή, ανθεκτικότητα στο χρόνο και να είναι απαλλαγμένη από υπερβολικές ρωγμές ή μετατοπίσεις. Επιπλέον, πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε το ρευστό να μην αφήνεται να διαρρεύσει ή να διεισδύσει μέσω της μάζας του σκυροδέματος. Στο σχεδιασμό των συμβατικών κτιριακών κατασκευών, το κυρίαρχο ζήτημα του σχεδιασμού είναι να διασφαλιστεί ότι η κατασκευή διατηρεί τη ευστάθειά της κάτω από την δράση των εφαρμοζόμενων μόνιμων και μεταβλητών δράσεων. Στο σχεδιασμό των κατασκευών για αποθήκευση ρευστών, είναι σύνηθες να ελέγχεται το εάν η κατασκευή έχει διαστασιολογηθεί και οπλισθεί έτσι ώστε το ρευστό να συγκρατείται χωρίς διαρροή, δηλαδή, να ικανοποιεί την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS). Η ικανοποίηση των συνθηκών λειτουργικότητας απαιτεί οπλισμό και διαστάσεις των δομικών στοιχείων που υπερκαλύπτουν τις απαιτήσεις της οριακής κατάστασης αντοχής (ULS). Οι απαιτήσεις για τη εξασφάλιση μιας λογικής λειτουργικής ζωής για την κατασκευή, χωρίς υπερβολική συντήρηση, είναι μεγάλες για τις κατασκευές αποθήκευσης και υποστήριξης ρευστών, από ό,τι για μια συμβατική κατασκευή. Συνεπώς, η επαρκής επικάλυψη σκυροδέματος για τον οπλισμό είναι ένα πολύ σημαντικό θέμα, όπως και η ποιότητα του σκυροδέματος. Το σκυρόδεμα πρέπει να είναι καλής ποιότητας και να υφίσταται σωστή συμπύκνωση κατά την σκυροδέτηση.

Το πόσιμο νερό από περιοχές βαλτότοπων μπορεί να περιέχει ελεύθερο διοξείδιο του άνθρακα ή διαλυμένα άλατα, τα οποία προσβάλλουν το κανονικό σκυρόδεμα. Παρόμοια προβλήματα μπορεί να προκύψουν σε δεξαμενές που χρησιμοποιούνται για την αποθήκευση λυμάτων ή βιομηχανικών ρευστών. Μετά τη διερεύνηση με δοκιμές των τύπων των επιθετικών στοιχείων που υπάρχουν, μπορεί να χρειαστεί να αυξηθεί η επικάλυψη σκυροδέματος στα δομικά στοιχεία, η περιεκτικότητα σε τσιμέντο του σκυροδέματος, η χρήση ειδικών τσιμέντων ή, κάτω από «πολύ αυστηρές» συνθήκες, η χρησιμοποίηση ειδικής επένδυσης στη δεξαμενή από σκυρόδεμα (EC 2 1992-1-1, 2004).

1.3 Οι σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Ιστορικά, ο σχεδιασμός των δομικών στοιχείων σκυροδέματος βασίστηκε στη ελαστική θεωρία της μηχανικής, όπου οι μέγιστες τάσεις στις διατομές των δομικών στοιχείων, για τα φορτία λειτουργίας της κατασκευής, δεν έπρεπε να ξεπεράσουν ορισμένες τιμές τους, που αντιπροσώπευαν την σχεδιαστική αντοχή του υλικού. Οι τιμές αυτές ήταν οι τάσεις διαρροής του υλικού διαιρεμένες με έναν συντελεστή ασφάλειας και είναι γνωστές ως επιτρεπόμενες τάσεις. Η μέθοδος αυτή είναι γνωστή στην βιβλιογραφία ως μέθοδος των επιτρεπόμενων τάσεων. Την δεκαετία του 40, στην διεθνή βιβλιογραφία αναπτύχθηκε η μέθοδος των οριακών καταστάσεων, η οποία, την δεκαετία του 50, ενσωματώθηκε στους κανονισμούς αρκετών χωρών ισχύοντας παράλληλα με την μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων. Στον σχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, η μέθοδος των οριακών καταστάσεων εισήχθη στην Ελλάδα στις αρχές του 90 με τον ΕΚΩΣ και τον ΕΑΚ. Από το 2012 άρχισαν και στην Ελλάδα να εφαρμόζονται σταδιακά οι Ευρωπαϊκές, οι οποίοι, για τον σχεδιασμό δομικών κατασκευών από οποιοδήποτε υλικό, υιοθετούν την θεωρία των οριακών καταστάσεων. Συνήθως, μια κατασκευή σχεδιάζεται για δύο βασικές οριακές καταστάσεις. Για την οριακή κατάσταση αντοχής και για την οριακή κατάσταση

λειτουργικότητας. Στην οριακή κατάσταση αντοχής, τα φορτία λειτουργικότητας της κατασκευής μεγεθύνονται πολλαπλασιαζόμενα με τους μερικούς συντελεστές ασφάλειας. Στην συνέχεια, τα μεγεθυμένα φορτία μαζί με τις αντοχές αστοχίας των υλικών, που είναι διαιρεμένες με τις δικές του συντελεστές ασφάλειας, χρησιμοποιούνται για να σχεδιαστεί η κατασκευή.

Ο μέθοδος των οριακών καταστάσεων παρέχει την δυνατότητα αναγνώρισης και διερεύνησης των πιθανών τύπων αστοχίας μιας κατασκευής, έτσι ώστε ένας συγκεκριμένος τύπος αστοχίας να μπορεί αποτραπεί.

Στο παρελθόν, όταν ο σχεδιασμός των κατασκευών αποθήκευσης ρευστών βασιζόταν στη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, οι τάσεις του υλικού ήταν τόσο χαμηλές, που δεν αναπτύσσονταν καμπτικές ρωγμές. Αυτό οδηγούσε στη χρήση δομικών στοιχείων σκυροδέματος μεγάλου πάχους με μεγάλες ποσότητες οπλισμού μαλακού χάλυβα. Η πιθανότητα ρωγμάτωσης από συρρίκνωση και θερμότητα δεν αντιμετωπιζόταν ικανοποιητικά. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπιζόταν πρακτικά με την τοποθέτηση κατασκευαστικού οπλισμού.

1.4 Οι κώδικες σχεδιασμού κατασκευών για ρευστά

Οι οδηγίες για το σχεδιασμό κατασκευών αποθήκευσης νερού βρίσκονται στον EC 1992-3, ο οποίος, σε σχέση με τον EC 1992-1-1, παρέχει πρόσθετες διατάξεις για κατασκευές αποθήκευσης ρευστών. Ο EC 1992-1-1 υποστηρίζεται από τον Ευρωκώδικα 1990:2002, γνωστό ως Ευρωκώδικας 0. και Ευρωκώδικας 1. Ο Ευρωκώδικας 1990 καθοδηγεί τον μελετητή σε θέματα αντοχής και λειτουργικότητας των κατασκευών για όλα τα δομικά υλικά. Ο Ευρωκώδικας 1991 παρέχει τα βάρη των δομικών υλικών. Σημειώνεται ότι όλοι οι Ευρωκώδικες και τα επιμέρους Μέρη τους συνοδεύονται από ένα Εθνικό Παράρτημα, το οποίο παρέχει συγκεκριμένες οδηγίες για κάθε μεμονωμένο κράτος της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Υπάρχουν δύο συγκεκριμένες διαφορές μεταξύ των προηγούμενων κανονισμών και των Ευρωκωδίκων. Οι Ευρωκώδικες παρέχουν συμβουλές για δομική συμπεριφορά, πχ κάμψη, διάτμηση κ.λπ., και όχι για τύπους δομικών μελών, πχ δοκών, υποστλωμάτων κλπ. Επίσης, θέτουν τις θεμελιώδεις βάσεις σχεδιασμού χωρίς να παρέχουν μια βήμα προς βήμα διαδικασία για το πώς θα σχεδιασθεί ένα δομικό μέλος.

1.5 Έλεγχος Διαπερατότητας

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται για κατασκευές αποθήκευσης ρευστών πρέπει να έχει χαμηλή διαπερατότητα. Αυτό είναι αναγκαίο για την αποφυγή διαρροής ρευστού μέσω του σκυροδέματος, και επίσης, για παροχή επαρκούς ανθεκτικότητας σε βλάβες σε παγετό και προστασία από διάβρωση του οπλισμού. Μια μη ρωγματωμένη πλάκα σκυροδέματος επαρκούς πάχους θα είναι αδιαπέρατη από τη ροή του ρευστού, εάν η σύνθεση του σκυροδέματος έχει σχεδιαστεί σωστά και έχει συμπτυκωθεί κατάλληλα. Πρακτικά, στις περισσότερες κατασκευές, το ελάχιστο πάχος των πλακών, για έγχυτο επι τόπου σκυρόδεμα λαμβάνεται ίσο με 300 mm. Λεπτότερες πλάκες μπορούν να χρησιμοποιούνται μόνο για δομικά μέλη πολύ περιορισμένων διαστάσεων ή για πολύ χαμηλές πιέσεις ρευστών.

Απώλεια ρευστού μπορεί να συμβεί σε κόμβους συνδέσεων, που δεν έχουν σχεδιαστεί ή κατασκευαστεί σωστά, και σε περιοχές του δομικού στοιχείου, όπου το σκυρόδεμα έχει κακή συμπίκνωση. Εκτός από τις απλές και μικρές κατασκευές, σε

όλες τις συνήθειες κατασκευές είναι σχεδόν αναπόφευκτος ο σχηματισμός ρωγμών. Εάν μια πλάκα σκυροδέματος, για οποιονδήποτε λόγο, ρωγματωθεί, τότε υπάρχει πιθανότητα να διαρρεύσει ή και να εμφανιστεί ρευστό στην επιφάνεια της πλάκας. Ωστόσο, διαπιστώθηκε ότι ρωγμές περιορισμένου εύρους δεν επιτρέπουν τη διαρροή ρευστού, και επομένως, το πρόβλημα για τον μελετητή είναι να περιορίσει τα εύρη των επιφανειακών ρωγμών σε ένα προκαθορισμένο μέγεθος. Οι ρωγμές λόγω συρρίκνωσης και θερμικής διαστολής τείνουν να έχουν ομοιόμορφο πάχος κατά το πάχος της πλάκας, ενώ οι ρωγμές λόγω κάμψης έχουν περιορισμένο βάθος και παρεμποδίζεται η επέκτασή τους από το σκυροδέματος που βρίσκεται σε θλίψη. Σαφώς, ο πρώτος τύπος ρωγμής είναι πιο σοβαρός για την εμφάνιση της διαρροής.

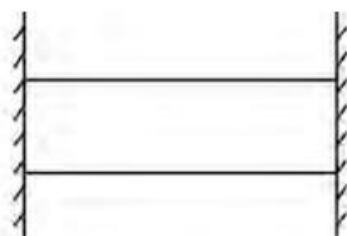
Στο σημείο αυτό, ένα σημαντικό ερώτημα που εγείρεται είναι, εάν οι ρωγμές που σχηματίζονται στις δύο περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν, αθροίζονται μεταξύ τους. Είναι αποδεκτό ότι οι μακροχρόνιες επιδράσεις μπορεί να είναι συμπληρωματικές στην πρώιμη θερμική ρωγμάτωση και σε αυτές τις περιπτώσεις γίνεται μέριμνα να μειώνεται το οριακό εύρος ρωγμών στις πρώιμες παραμορφώσεις. Ωστόσο, επί του παρόντος δεν υπάρχει καμία πρόταση ή διαδικασία με την οποία η ρωγμάτωση που προκύπτει από φαινόμενα πρώιμης ηλικίας θα πρέπει να προστεθεί σε αυτή που προκύπτει από τη δομική φόρτιση. Πρέπει να ειπωθεί ότι κανένα πρόβλημα δεν έχει αναγνωριστεί συγκεκριμένα σε αυτό. Όμως, δεν σημαίνει ότι δεν συμβαίνει. Στην πραγματικότητα, πρόσφατες έρευνες, σχετικά με την καμπυλότητα συρρίκνωσης, έχουν προτείνει ότι τόσο η επέκταση των ρωγμών πρώιμης ηλικίας όσο και οι νέες ρωγμές μπορούν να λάβουν χώρα κατά τη φόρτωση της κατασκευής. Πριν θεωρηθεί στο κατά πόσον ή όχι η ρωγμάτωση πρώιμης ηλικίας προστίθεται με τη ρωγμάτωση από δομική φόρτιση, αξίζει να συζητηθούν οι συνθήκες εξωτερικής παρεμπόδισης της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης, η οποία προκαλεί την ρωγμάτωση της πρώιμης ηλικίας. Το εξωτερικό σύστημα παρεμπόδισης προκύπτει είτε από υπάρχοντα δομικά στοιχεία στα άκρα είτε από την πλάκα της βάσης. Το σχήμα 1.3 απεικονίζει τις δύο μορφές αυτές μορφές παρεμπόδισης. Αυτοί οι δύο τύποι παρεμπόδισης είναι δύο οριακές μορφές παρεμπόδισης. Στην πράξη, η κατάσταση είναι κάπως πιο περίπλοκη και η πραγματική παρεμπόδιση είναι, είτε ένας συνδυασμός αυτών των δύο μορφών, είτε, το πιο πιθανό, μία από τις παρεμποδίσεις πλευρών, όταν εξετάζονται οι πρώιμες θερμικές διαστολές σε έναν τοίχο.

Ένα παράδειγμα, όπου συνυπάρχουν οι δύο μορφές παρεμπόδισης μπορεί να προκύψει αν ένα νέο τμήμα σκυροδέματος χυτεύεται ανάμεσα σε δύο προϋπάρχοντα τμήματα τοίχων από σκυρόδεμα και σε μια προϋπάρχουσα βάση από σκυρόδεμα. Στη βάση, θα κυριαρχεί η παρεμπόδιση των πλευρών (βλέπε σχήμα 1.4, Ζώνη 2). Ωστόσο, πιο ψηλά στον τοίχο και μακριά από τη βάση, η παρεμπόδιση των πλευρών θα είναι λιγότερο σημαντική και η παρεμπόδιση βάσης θα αποκτήσει μεγαλύτερη επιρροή. Σε ένα σημείο εντός του ύψους του τοίχου, θα κυριαρχεί η παρεμπόδιση πλευρών και η παρεμπόδιση βάσης θα είναι σχεδόν ασήμαντη (βλ. σχήμα 1.4– Ζώνη 1). Προφανώς, η θέση και η σημασία των δύο συνθηκών παρεμπόδισης εξαρτάται από το ύψος, τη διατομή και το μήκος του τμήματος σκυροδέματος καθώς και από τη βάση του. Ο Ευρωκώδικας 1992-3 παρέχει συντελεστές παρεμπόδισης R για διάφορες σειρές τοποθέτησης πλακών τοίχου και βάσης. Διαγραμματικά επιχειρείται να περιγραφεί ο συνδυασμός των δύο τύπων εξωτερικής παρεμπόδισης που συζητήθηκαν παραπάνω, αν και ο συντελεστής παρεμπόδισης R βασίζεται στην πραγματικότητα μόνο στο δομικό μοντέλο ενός μέλους που παρεμποδίζεται στα άκρα του έναντι της συνολικής επιβράχυνσης.

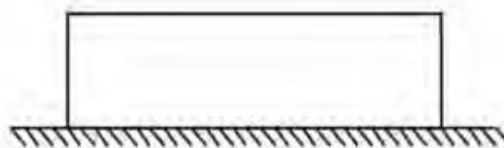
Σχετικά με το εάν η ρωγμάτωση της πρώιμης ηλικίας μπορεί να προστεθεί ή όχι με την ρωγμάτωση που προέχεται από τα φορτία της κατασκευής, εξετάζεται το παράδειγμα μιας οριζόντιας πλάκας που βρίσκεται μεταξύ δύο άκαμπτων πλευρικών παρεμποδίσεων (σχήμα L1 (β) του EC 1992-3). Λόγω των συνθηκών παρεμπόδισης πλευρικής μορφής, μια πλάκα ανάμεσα σε άκαμπτα στηρίγματα θα δημιουργήσει μια κύρια ρωγμή, παράλληλη με τα άκαμπτα στηρίγματα παρεμπόδισης, πιθανότατα στο μέσο της απόστασης μεταξύ των παρεμποδίσεων. Αυτή είναι επίσης η πιο πιθανή θέση μιας ρωγμής που θα σχηματιστεί από τα φορτία της κατασκευής.

Στην περίπτωση τοίχου σκυροδετημένου πάνω σε μία βάση, εάν ο τοίχος είναι επαρκώς μακρύς, τότε ακόμη και χωρίς τη παρεμπόδιση που προσφέρουν τα παρακείμενα φαντώματα του τοίχου, μπορεί να αναπτυχθεί μια κύρια κατακόρυφη ρωγμή, λόγω της πλευρικής παρεμπόδισης της μετακίνησης στην πρώιμη ηλικία. Στατικά ο τοίχος θα συμπεριφέρεται ως πρόβολος και επομένως η ρωγμή θα είναι οριζόντια. Σε μια τέτοια περίπτωση, είναι σαφές ότι η ρωγμάτωση που συμβαίνει στην πρώιμη ηλικία της δεν αθροίζεται με την ρωγμάτωση από τα φορτία. Κάνοντας ένα βήμα παραπέρα σε αυτό το παράδειγμα, και λαμβάνοντας υπόψη το σχήμα L1 (δ) του EC 1992-3, που απεικονίζει έναν τοίχο που παρεμποδίζεται στη βάση του και από παρακείμενα φαντώματα του τοίχου, προβλέπεται ότι θα αναπτυχθούν διαγώνιες ρωγμές στη βάση του τοίχου και στο τέλος του. Δεν είναι βέβαιο εάν αυτές οι διαγώνιες ρωγμές θα επηρεάσουν τον σχηματισμό και τη συμπεριφορά της ρωγμής από τα φορτία. Για το θέμα αυτό απαιτείται περισσότερη έρευνα.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, δεν έχουν αναγνωρισθεί προβλήματα που να μπορούν να εξηγηθούν συγκεκριμένα από αυτόν τον πιθανό συνδυασμό δομικής ρωγμής και ρωγμής πρώιμης φάσης. Αυτό θα μπορούσε να οφείλεται στο ότι, κατά τύχη, οι οδηγίες για το σχεδιασμό κατασκευών αποθήκευσης ρευστών έχει ως αποτέλεσμα την υπερεκτίμηση του χάλυβα που απαιτείται για την αντίσταση στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις. Για καταστάσεις πλευρικών παρεμποδίσεων, το εύρος της ρωγμής εξαρτάται από την εμποδιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση και όχι από την αντοχή σε εφελκυσμό του σκυροδέματος. Η ποσότητα του οριζόντιου οπλισμού υπαγορεύεται εξ ολοκλήρου από την απαίτηση ελέγχου της πρώιμης θερμικής ρωγμής. Συνηθίζεται να χρησιμοποιείται περίπου το 0.2% της αντιρρηγματικής ενίσχυσης, ενώ παλαιότερα απαιτούνταν τουλάχιστον διπλάσια ποσότητα (λόγω της προβλεπόμενης χρήσης της κατασκευής και του καλύτερου ελέγχου της ρωγμής στα πλάτη που απαιτούνται σε κατασκευές συγκράτησης ρευστών). Οι Ευρωκώδικες απαιτούν μεταξύ 0.2%-0.4% του οπλισμού που τίθεται για την αντιμετώπιση των ρωγμών.

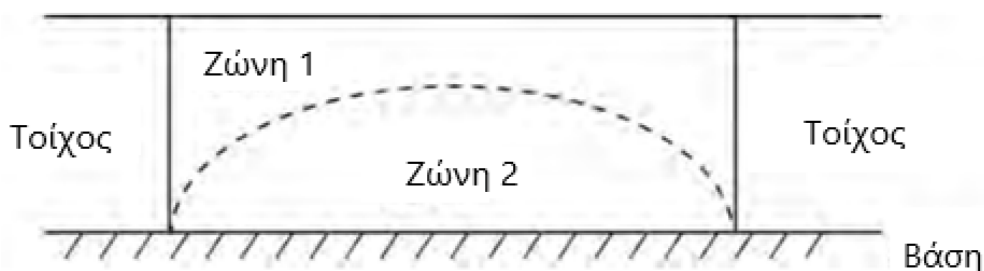


Πλευρική παρεμπόδιση από τοίχους



Παρεμπόδιση κατά μήκος πλευράς από πλάκα

Σχήμα 1.3 Εξωτερικό άκρο και άκρο (βάση) συγκράτησης.



Σχήμα 1.4 Ζώνες κυριαρχίας της πλευρικής παρεμπόδισης τοίχου (Ζώνη 1) και της παρεμπόδισης πλάκας βάσης (Ζώνη 2) σε έναν κατακόρυφο τοίχο.

1.6 Τοπικές συνθήκες του έργου

Η επιλογή της θέσης για μια δεξαμενή, συνήθως, υπαγορεύεται από απαιτήσεις, που δεν είναι της αρμοδιότητας του κατασκευαστή. Όμως, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μπορεί να επηρεάσουν δραστικά τον σχεδιασμό του έργου. Μια θέση, όπου το υπέδαφος της είναι καλά στραγγιζόμενο και καταπονείται από την κατασκευή με μια ομοιόμορφη και ασφαλή πίεση στο επίπεδο θεμελίωσης είναι η ιδανική περίπτωση. Αυτές οι συνθήκες μπορούν να βρεθούν για μια υδατο-δεξαμενή κοντά στην κορυφή ενός λόφου. Όμως, σε πολλές τοποθεσίες, όπου κατασκευάζονται δεξαμενές λυμάτων, το υπέδαφος έχει κακή φέρουσα ικανότητα και ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται κοντά στην επιφάνεια. Κατά τον σχεδιασμό των δεξαμενών, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μια υψηλή στάθμη υπόγειων υδάτων, προκειμένου να αποφευχθεί η άνωση της κατασκευής (σχήμα 1.5). Η κακή φέρουσα ικανότητα του υπεδάφους μπορεί να οδηγήσει σε αυξημένη καθίζηση των κατασκευών αυτών. Όταν τα εδαφικά στρώματα αφαιρούνται για την δημιουργία μιας επίπεδης στάθμης θεμελίωσης, μπορεί η εκσκαφή να τέμνει περισσότερους από έναν τύπους υπεδάφους. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι επιπτώσεις της διαφορικής καθίζησης στην κατασκευή (σχήμα 1.6). Η γεωτεχνική έρευνα στην θέση του έργου είναι πάντα απαραίτητη, εκτός εάν υπάρχουν αξιόπιστα καταγεγραμμένα στοιχεία από άλλες μελέτες για την περιοχή της θέσης του έργου. Τυπικά, θα πρέπει να γίνονται γεωτρήσεις με διάμετρο τουλάχιστον 150 mm και βάθος 10 m και να λαμβάνονται δείγματα εδάφους για τον προσδιορισμό της γεωμετρίας των εδαφικών στρώσεων και της εδαφικής αντοχής σε διάφορα βάθη. Οι πληροφορίες από τις γεωτρήσεις θα πρέπει να συμπληρώνονται με σκάψιμο δοκιμαστικών τομών στην θέση του έργου με μικρό εκσκαφέα βάθους 3–4 m.

Η έρευνα του υπεδάφους της κατασκευής πρέπει να περιλαμβάνει και χημικές δοκιμές σε εδαφικά δείγματα και στα υπόγεια ύδατα, για την ανίχνευση παρουσίας θεικών αλάτων ή άλλων χημικών ουσιών στο έδαφος που θα μπορούσαν να προσβάλουν το σκυρόδεμα και να προκαλέσουν διάβρωση του οπλισμού. Η προσεκτική ανάλυση του υπεδάφους είναι ιδιαίτερα σημαντική, όταν η τοποθεσία έχει χρησιμοποιηθεί προηγουμένως για βιομηχανικούς σκοπούς, ή όπου τα υπόγεια ύδατα από κάποια παρακείμενη κορυφή μπορεί να ρέουν μέσω των εδαφικών υπό στρωμάτων της κατασκευής.

Όταν υπάρχει υποψία εξορυκτικής δραστηριότητας στην περιοχή του έργου, θα πρέπει να γίνει περαιτέρω έρευνα στην οποία θα πρέπει να συμμετέχει και ένας σύμβουλος εξόρυξης. Σε μια τέτοια περίπτωση, μπορεί να απαιτούνται βαθύτερες και

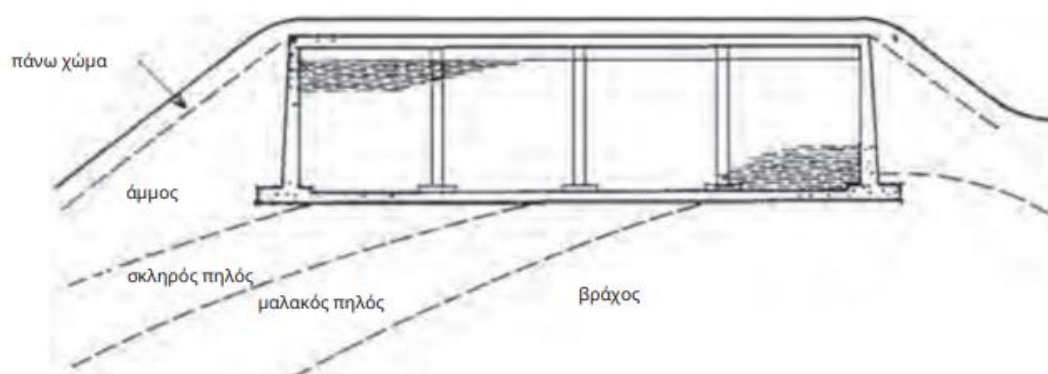
περισσότερες γεωτρήσεις για την ανίχνευση τυχόν κενών κάτω από την θέση της κατασκευής.



Σχήμα 1.5 Άνωση δεξαμενών λόγω υπόγειων υδάτων.

1.7 Επιρροή των μεθόδων εκτέλεσης της κατασκευής

Οποιοσδήποτε δομικός σχεδιασμός πρέπει να λαμβάνει υπόψη τα κατασκευαστικά προβλήματα που εμπλέκονται και αυτό ισχύει ιδιαίτερα στον τομέα των κατασκευών αποθήκευσης ρευστών. Οι κατασκευαστικές συνδέσεις ή κόμβοι σε κτιριακές κατασκευές συνήθως δεν εμφανίζονται σε λεπτομερή σχέδια, αλλά περιγράφονται στις προδιαγραφές. Για κατασκευές αποθήκευσης ρευστών, οι κατασκευαστικές συνδέσεις πρέπει να αποτυπώνονται λεπτομερώς σε σχέδια, και ο κατασκευαστής υποχρεούται να κατασκευάσει το έργο, έτσι ώστε το σκυρόδεμα να τοποθετείται μεταξύ των συγκεκριμένων θέσεων των κατασκευαστικών συνδέσεων με μία μόνο σκυροδέτηση.



Σχήμα 1.6 Επίδραση διαφορετικών στρωμάτων στην δεξαμενή.

Η ποσότητα του οπλισμού διανομής σε μια πλάκα και η απόσταση των κατασκευαστικών συνδέσμων είναι αλληλένδετες. Η σκυροδέτηση ενός τμήματος που βρίσκεται δίπλα σε ένα άλλο, που έχει προηγουμένως σκυροδετηθεί και σκληρυνθεί, προκαλεί την ανάπτυξη δυνάμεων παρεμπόδισης που τείνουν να προκαλέσουν ρωγμές στο νέο σκυρόδεμα. Επομένως, η ποσότητα του οπλισμού διανομής εξαρτάται επίσης από τον βαθμό παρεμπόδισης που προκαλείται από τα γειτονικά φατνώματα της κατασκευής.

Οποιαδήποτε δεξαμενή που πρόκειται να κατασκευαστεί σε έδαφος με υδροφόρο ορίζοντα πρέπει να σχεδιασθεί έτσι ώστε τα υπόγεια ύδατα να μπορούν να απομακρυνθούν κατά την διαδικασία της κατασκευής της. Οι βασικές μέθοδοι για να επιτευχθεί αυτό είναι η άντληση του νερού ή η χρήση διαφραγμάτων.

1.8 Διαδικασία σχεδιασμού

Όπως συμβαίνει με πολλά προβλήματα δομικού σχεδιασμού, όταν καθοριστούν οι διαστάσεις του δομικού μέλους και ο οπλισμός του, είναι σχετικά απλό να αναλυθεί η αντοχή του και να υπολογιστούν τα εύρη ρωγμών για τα φορτία της κατασκευής. Όμως, ο μελετητής πρέπει να εκτιμήσει τις διαστάσεις των μελών πριν κάνει τους υπολογισμούς. Με τις κατασκευές αποθήκευσης ρευστών, οι υπολογισμοί του εύρους ρωγμής ελέγχουν τις διαστάσεις του μέλους, και επομένως είναι αδύνατο να εκτιμηθούν άμεσα οι διαστάσεις, εκτός εάν χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των επιτρεπόμενων τάσεων.

Μια ενδιάμεση μέθοδος σχεδιασμού είναι επίσης δυνατή, όταν η οριακή κατάσταση της ρωγμής ικανοποιηθεί με τον περιορισμό της τάσης οπλισμού και όχι κάνοντας ένα πλήρη υπολογισμό. Αυτή η διαδικασία είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για τμήματα που καταπονούνται με συνδυασμένη καμπτική και ορθή τάση.

1.9 Απαιτήσεις κώδικα

Ο EC 1992-3 βασίζεται στις συστάσεις του EC 1992-1-1 για το σχεδιασμό των συμβατικών κατασκευών σκυροδέματος, και ο σχεδιασμός και η λεπτομέρεια των κατασκευών αποθήκευσης ρευστών θα πρέπει να συμμορφώνονται με το EC 1992-1-1, εκτός εάν οι συστάσεις του EC 1992-3 (και του Εθνικού Παραρτήματος της κάθε χώρας) μεταβάλλουν τις απαιτήσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΥΛΙΚΑ

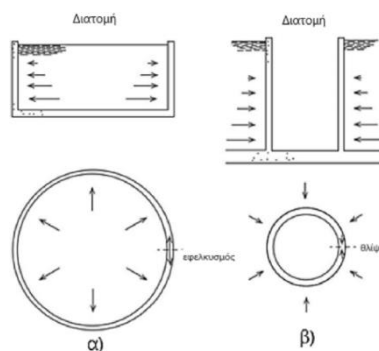
2.1 Δράσεις στην Κατασκευή

Είναι αναγκαίο να ξεκινήσει ο σχεδιασμός επιλέγοντας τον τύπο και τη διάταξη της κατασκευής που θα χρησιμοποιηθεί. Θα πρέπει να επιλεχθούν δοκιμαστικές διαστάσεις σε κάθε δομικό στοιχείο, και στη συνέχεια με τη σχετική ανάλυση να επιβεβαιωθούν οι διαστάσεις αυτές.

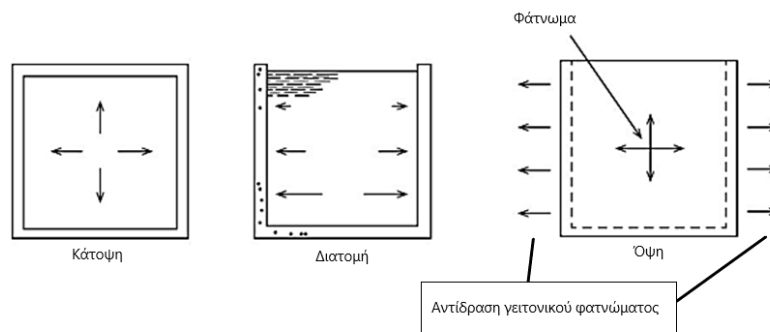
Όλες οι κατασκευές που αποθηκεύουν ρευστά απαιτείται να ανθίστανται σε οριζόντιες δυνάμεις από την πίεση του ρευστού. Υπάρχουν δύο τρόποι με τους οποίους μπορούν να συγκρατηθούν οι πιέσεις από την κατασκευή:

- (i) με δυνάμεις άμεσου εφελκυσμού ή θλίψης (σχήμα 2.1),
- (ii) με ροπές κάμψης (σχήμα 2.2).

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται για να παραλαμβάνουν θλιπτικές ή εφελκυστικές δυνάμεις είναι συνήθως κυκλικές και μπορούν να είναι προεντεταμένες.



Σχήμα 2.1 Άμεσες δυνάμεις σε κυκλικές δεξαμενές. (α) Εφελκυστικές Δυνάμεις
(β) Θλιπτικές δυνάμεις.



Σχήμα 2.2 Άμεσες δυνάμεις εφελκυσμού σε φάντωμα τοίχων ορθογώνιων δεξαμενών

Οι κατασκευές αυτές βασίζονται στην καμπτική δράση με τη χρήση προβόλου, τοίχων αντιστήριξης ή τοίχους που εκτείνονται σε δύο κατευθύνσεις. Ένα δομικό στοιχείο που δρα καμπτικά για να ανθίστανται στην πίεση του ρευστού αντιδρά στα στοιχεία στήριξης και προκαλεί την εμφάνιση άμεσων δυνάμεων. Για την παραλαβή των δυνάμεων αυτών απαιτείται επιπρόσθετος οπλισμός εκτός εάν αυτές μπορούν να παραληφθούν από εδαφική τριβή.

2.2 Ταξινόμηση της περιβαλλοντικής έκθεσης της κατασκευής

Τα δομικά στοιχεία σκυροδέματος εκτίθενται σε ποικίλους τύπους περιβαλλοντικών συνθηκών. Η οροφή ενός αντλιοστασίου είναι στεγανοποιημένη με ασφαλτο και, εκτός από μια σύντομη περίοδο κατά την κατασκευή, δεν εκτίθεται ποτέ εξωτερικά σε υγρές συνθήκες. Τα εκτεθειμένα υποστρώματα ενός υδατόπυργου υπόκεινται σε εναλλακτική υγρασία και ξήρανση από βροχοπτώσεις, αλλά δεν πρέπει να περιέχουν υγρασία. Τα κάτω τμήματα των τοίχων μιας δεξαμενής είναι πάντα υγρά (εκτός από σύντομες περιόδους κατά τη διάρκεια της συντήρησης), αλλά τα πάνω τμήματα μπορεί να είναι εναλλάξ υγρά και ξηρά καθώς η στάθμη του νερού μεταβάλλεται. Η κάτω πλευρά της οροφής μιας κλειστής δεξαμενής είναι υγρή από συμπίκνωση, λόγω της στεγανοποίησης στην εξωτερική επιφάνεια της οροφής, η οροφή μπορεί να παραμείνει κορεσμένη σε ολόκληρο το βάθος της. Αυτές οι διάφορες συνθήκες απεικονίζονται στο σχήμα 2.4.

Η εμπειρία έχει δείξει ότι, καθώς οι συνθήκες έκθεσης γίνονται πιο σοβαρές, θα πρέπει να λαμβάνονται προφυλάξεις για να διασφαλιστεί ότι η υγρασία και ο αέρας δεν προκαλούν ενανθράκωση στην επικάλυψη σκυροδέματος στον οπλισμό, αφαιρώντας έτσι την προστασία του χάλυβα και προκαλώντας διάβρωση, η οποία με τη σειρά της θα προκαλέσει τη διάσπαση της επιφάνειας του σκυροδέματος. Η επαρκής ανθεκτικότητα στο χρόνο μπορεί κανονικά να εξασφαλιστεί με την παροχή ενός πυκνού και καλά συμπυκνωμένου σκυροδέματος με επικάλυψη σκυροδέματος πάχους τουλάχιστον 40mm. Επίσης είναι απαραίτητο να ελεγχθεί η δημιουργία ρωγμών στο σκυρόδεμα και να αποτραπεί η διήθηση ρευστού στο δομικό στοιχείο (σχήμα 5).

Η ταξινόμηση περιβαλλοντικής έκθεσης στους Ευρωκώδικες σχετίζεται με τις διαδικασίες υποβάθμισης, π.χ. ενανθράκωση, εισροή χλωριδίων, χημική επιβάρυνση από έδαφος και ψύξη/απόψυξη. Για πιο σοβαρές συνθήκες οι απαιτήσεις του κώδικα είναι διαφορετικές. Αυτό είναι πολύ σημαντικό, και ο κώδικας απαιτεί όλες οι κατασκευές αποθήκευσης ρευστών να σχεδιάζονται για τουλάχιστον «σοβαρές» συνθήκες περιβαλλοντικής έκθεσης. Όπου απαιτείται, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι κατηγορίες «πολύ σοβαρές» και «ακραίες». Για παράδειγμα, ένας υδατόπυργος κοντά στην ακτή της θάλασσας είναι εκτεθειμένος σε ψεκασμό αλμυρού νερού και πρέπει να σχεδιαστεί για «πολύ σοβαρή» έκθεση.

Εκτός από τον καθορισμό της επικάλυψης του σκυροδέματος, οι απαιτήσεις ανθεκτικότητας στο χρόνο επιτυγχάνονται επίσης με τον έλεγχο του σχηματισμού ρωγμών. Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, το μέγιστο (οριακό) πλάτος ρωγμής είναι μεταξύ 0.05mm και 0.2mm, ανάλογα με τον λόγο υδροστατικής πίεσης προς πάχος του τοιχώματος. Το εύρος των πλατών ρωγμών που αναφέρονται παραπάνω παρέχεται στο EC 1992-3. Γενικές οδηγίες για τον έλεγχο ρωγμών παρέχονται στην Ενότητα 7.3 του EC 1992-1-1. Επίσης, παρέχονται επιπρόσθετες οδηγίες, λόγω της ιδιαιτερότητας της κατασκευής. Η ανάπτυξη θερμοκρασιών σε στάδια πρώιμης ηλικίας μπορεί να οδηγήσει σε ρωγμές, οι οποίες μπορεί να οδηγήσουν

σε διαρροή. Σε κατασκευές συγκράτησης νερού αυτό θα μπορούσε να θεωρηθεί αστοχία. Ο Ευρωκώδικας 2 παρέχει λοιπόν μια «Ταξινόμηση Στεγανότητας», που παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.1. Αυτή η στεγανότητα αντιπροσωπεύει τον βαθμό προστασίας έναντι διαρροής:

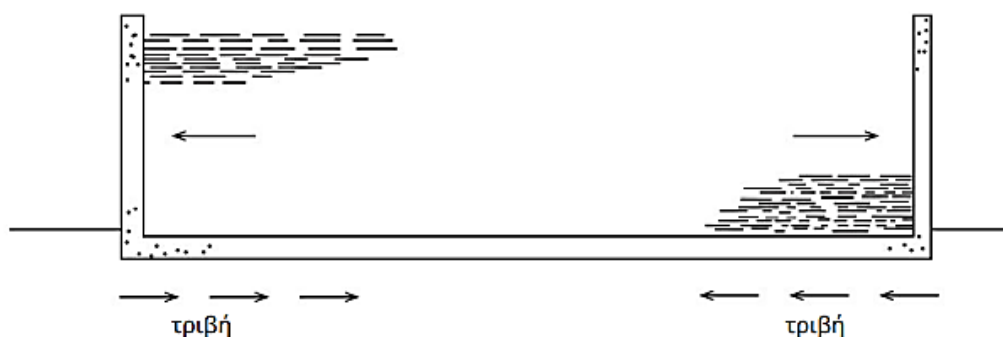
Το 0 (μηδέν) αντιπροσωπεύει τη γενική διάταξη για τον έλεγχο ρωγμών σύμφωνα με το EC 1992-1-1. Το 3 αντιπροσωπεύει την μη διαρροή.

Η κατηγορία στεγανότητας 1 είναι συνήθως αποδεκτή για κατασκευές συγκράτησης νερού. Η απαίτηση «Δεν επιτρέπεται διαρροή» δεν σημαίνει ότι η κατασκευή δεν θα υποστεί ρωγμές. Σημαίνει ότι η διατομή είναι σχεδιασμένη έτσι ώστε να μην υπάρχουν διαμπερείς ρωγμές.

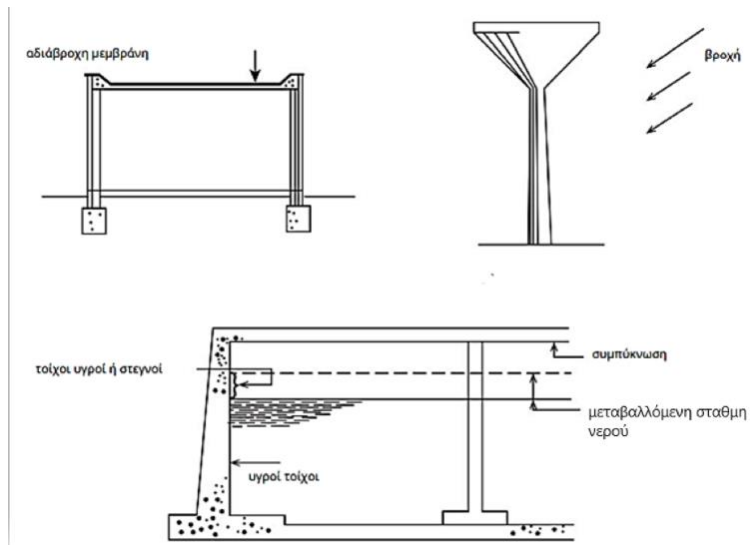
Δεν υπάρχει σύσταση πλάτους ρωγμής 0.1mm για κρίσιμη αισθητική εμφάνιση στους νέους Ευρωκώδικες, όπως υπήρχε παλαιότερα. Δεν υπάρχει λογική βάση για τον ορισμό της αισθητικής εμφάνισης της ρωγμής. Ο σύγχρονος Ευρωκώδικας ισχυρίζεται ότι για κατασκευές κλάσης στεγανότητας 1, ο περιορισμός του πλάτους των ρωγμών στην κατάλληλη τιμή εντός του εύρους που αναφέρεται παραπάνω θα πρέπει να έχει ως αποτέλεσμα την αποτελεσματική σφράγιση των ρωγμών σε σχετικά σύντομο χρονικό διάστημα.

Στην πραγματικότητα οι λόγοι αντιπροσωπεύουν κλίσεις πίεσης κατά μήκος της διατομής του στοιχείου. Ως εκ τούτου, ο ισχυρισμός ότι οι ρωγμές των 0.2mm θα «επουλωθούν» υπό την προϋπόθεση ότι η κλίση πίεσης δεν υπερβαίνει το 5 δεν έχει αλλάξει πολύ σε σχέση με τον ισχυρισμό σε παλαιότερες εκδόσεις. Για πλάτη ρωγμών μικρότερα από 0.05mm, η επούλωση θα συμβεί ακόμη και όταν ο συντελεστής πίεσης είναι μεγαλύτερος από 35. Το γεγονός ότι αυτές οι ρωγμές σφραγίζονται δεν οφείλεται αυστηρά μόνο στην αυτογενή επούλωση (δηλαδή αυτοίαση λόγω σχηματισμού προϊόντων ενυδάτωσης), αλλά και πιθανώς λόγω του γεγονότος ότι η ρωγμή μπλοκάρεται με λεπτά σωματίδια.

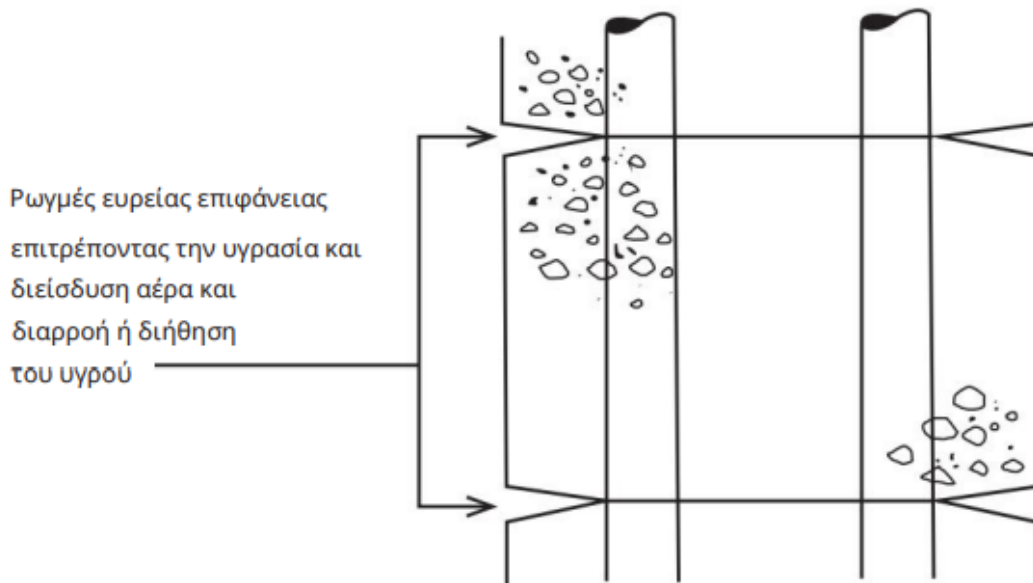
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η στεγανοποίηση υπό υδροστατική πίεση συζητείται στην ενότητα 7.3.1 του Ευρωκώδικα 2 1992-3. Για συνθήκες λειτουργικότητας, η οριακή κατάσταση που είναι κατάλληλη για κατασκευές αποθήκευσης νερού, τα πλάτη ρωγμών περιορίζονται μεταξύ 0.05mm και 0.2 mm.



Σχήμα 2.3 Ένταση στη βάση μιας μεγάλης δεξαμενής με τοιχώματα προβόλου.



Σχήμα 2.4 Έκθεση σε περιβαλλοντικές συνθήκες: (α) στέγη αντλιών, (β) υδατόπυργος και (γ) δεξαμενή.



Σχήμα 2.5 Επίδραση ρωγμών.

Πίνακας 2.1 Ταξινόμηση Στεγανότητας.

Κατηγορία Στεγανότητας	Απαιτήσεις για διαρροή
0	Κάποιος βαθμός διαρροής είναι αποδεκτός ή διαρροή υγρών αμελητέα.
1	Η διαρροή περιορίζεται σε μικρή ποσότητα. Αποδεκτές κάποιες επιφανειακές μικροδιαρροές.
2	Η διαρροή να είναι ελάχιστη.
3	Δεν επιτρέπεται διαρροή.

Όταν εξετάζεται η εμφάνιση και η αντοχή της κατασκευής, περισσότερες οδηγίες σχετικά με τα πλάτη των ρωγμών και τη σχέση τους με τις συνθήκες έκθεσης μπορούν να βρεθούν στην ενότητα 7.3.1 του EC 1992-1-1 και στον Πίνακα NA.4.

2.3 Το Δομικό Σύστημα

Το δομικό σύστημα της προτεινόμενης κατασκευής και η εκτίμηση των διαστάσεων των δομικών μελών της πρέπει να προηγούνται από κάθε λεπτομερή ανάλυση. Η μορφή του δομικού συστήματος θα πρέπει να θεωρείται από τη σκοπιά της αντοχής, της λειτουργικότητας, της ευκολίας κατασκευής και του κόστους. Σε κατασκευές αποθήκευσης ρευστών, είναι ιδιαίτερα απαραίτητο να αποφεύγονται οι ξαφνικές αλλαγές στις διατομές των δομικών στοιχείων, γιατί προκαλούν συγκέντρωση τάσης και ως εκ τούτου αυξάνουν την πιθανότητα σχηματισμού ρωγμών.

Κατά τον σχεδιασμό, είναι βασική αρχή τα δομικά φορτία να μεταβιβάζονται όσο το δυνατόν πιο άμεσα στα θεμέλια χρησιμοποιώντας όσο το δυνατό λιγότερα δομικά μέλη. Είναι προτιμότερο να σχεδιάζονται τοίχοι μορφής προβόλου σαν λεπτές πλάκες παρά σαν τοίχοι αντιστήριξης με υποστηρίγματα. Το δάπεδο ενός υδατόπυργου, ή η οροφή μιας δεξαμενής, πρέπει σχεδιάζονται ως επίπεδες πλάκες. Οι υπόγειες δεξαμενές και οι δεξαμενές τύπου πισίνας είναι γενικά απλές κατασκευές με τοίχους και δάπεδα σταθερού πάχους.

Είναι σημαντικό για τον μελετητή να εξετάσει τη μέθοδο κατασκευής και να συγκεκριμενοποιεί στα σχέδια τη θέση όλων συνδέσεων των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Αυτό είναι απαραίτητο καθώς ο λεπτομερής σχεδιασμός των δομικών στοιχείων θα εξαρτάται από τον βαθμό των περιορισμών που προκαλούνται παρακείμενα τμήματα της κατασκευής στο τμήμα που τοποθετείται. Σημαντικά ζητήματα είναι η πρόβλεψη «kickers», δηλαδή κοντών τμημάτων από κατακόρυφο σκυρόδεμα, πάνω στα οποία τοποθετείται και σφίγγεται ο ξυλότυπος των δομικών στοιχείων που θα κατασκευαστούν στη συνέχεια.

2.4 Επιρροή των μεθόδων κατασκευής

Οι μελετητές θα πρέπει να λαμβάνουν υπόψη τους τη διαδοχική σειρά των εργασιών που απαιτούνται κατά το σχεδιασμό μιας κατασκευής. Στο στάδιο της εκσκαφής, και ιδιαίτερα σε περιοχές με παρουσία υπογείων υδάτων, είναι επιθυμητό, το έδαφος στο οποίο θα θεμελιωθεί το κτίριο να αφαιρείται με χρήση μηχανημάτων. Οι επίπεδες επιφάνειες και οι λωρίδες μεγάλου μήκους κατασκευάζονται ευκολότερα, αλλά οι μεμονωμένες μικρές εκσκαφές είναι δαπανηρές. Το έδαφος στο επίπεδο της

θεμελίωσης εξασκεί στην κατασκευή μια δύναμη καταναγκασμού που προέρχεται από την παρεμπόδιση της ανάπτυξης της πρώιμης θερμικής συστολής και συρρίκνωσης η οποία τείνει να προκαλέσει ρωγμάτωση (σχήμα 2.6). Οι δυνάμεις τριβής μπορούν να μειωθούν με την τοποθέτηση ενός επιπέδου τμήματος 1000 g πολυαιθυλενίου, ή άλλου κατάλληλου υλικού, σε ένα στρώμα 75mm σκυροδέματος. Για να μειωθούν οι δυνάμεις τριβής, είναι απαραίτητο το σκυρόδεμα να είναι λείο και να έχει επίπεδη μορφή. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί μόνο με ένα κατάλληλο επιφανειακό φινιρίσμα, το οποίο απαιτεί τη χρήση μιας ποιότητας σκυροδέματος που μπορεί να κατεργαστεί με ένα τέτοιο τρόπο. Αυτό σημαίνει ότι πρέπει, για το στρώμα αυτό, να επιλεγεί η ίδια ποιότητα σκυροδέματος με αυτό της υπόλοιπης κατασκευής. Μια τέτοια επιλογή επιτρέπει την επίτευξη καλού φινιρίσματος για την επιφανειακή αυτή στρώση και τον έλεγχο της θλιπτικής αντοχής και της πυκνότητας του σκυροδέματος. Επίσης, μειώνει το πάχος της ονομαστικής επικάλυψης C_{nom} .

Τα θεμέλια και οι πλάκες δαπέδου κατασκευάζονται σε διατομές που έχουν κατάλληλο μέγεθος και όγκο, ώστε να επιτρέπουν την ολοκλήρωση της κατασκευής στον διαθέσιμο χρόνο. Η διαδοχική σειρά των εργασιών της κατασκευής θα πρέπει να είναι συνεχής, όπως δείχνεται στο σχήμα 2.6(α) και όχι όπως δείχνεται στο σχήμα 2.7(β). Με την υιοθέτηση του πρώτου συστήματος, κάθε διατομή που σκυροδετείται έχει ένα ελεύθερο άκρο και είναι σε θέση να συρρικνώνεται κατά την ψύξη χωρίς παρεμπόδιση (μία ή δύο ημέρες μετά τη σκυροδέτηση), αν και θα υπάρχει ακόμα παρεμπόδιση των ακμών της. Με τη δεύτερη μέθοδο, αναπτύσσονται σημαντικές τάσεις μεταξύ των σχετικά άκαμπτων παρακείμενων πλακών.

Σε προηγούμενη έκδοση, ο Ευρωκώδικας παρείχε τρεις επιλογές σχεδιασμού για τον έλεγχο των θερμικών διαστολών και των εμποδιζόμενων συρρικνώσεων: συνεχής (πλήρης παρεμπόδιση), ημι-συνεχής (μερική παρεμπόδιση) και απόλυτη ελευθερία μετακίνησης. Εκ πρώτης όψεως, φαίνεται ότι ο νέος Ευρωκώδικας δεν επιτρέπει ημι-συνεχή σχεδιασμό και ως εκ τούτου εξαιρούνται κόμβου μερικής συστολής. Επομένως, το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα προσφέρει μόνο δύο επιλογές: πλήρη παρεμπόδιση (χωρίς μετακίνηση κόμβων) και ελεύθερη μετακίνηση (ελάχιστη παρεμπόδιση). Για την συνθήκη της ελεύθερης μετακίνησης, στο Μέρος 3 του Ευρωκώδικα σημειώνεται πως οι πλήρεις κόμβοι (κόμβοι ελεύθερων συστολών) πρέπει βρίσκονται σε απόσταση μεγαλύτερη των 5 m ή 1.5 φορές το ύψος του τοίχου. (Είναι παρόμοιο με τη μέγιστη απόσταση ρωγμών ενός τοίχου). Ωστόσο, όπως αναφέρεται στον νέο Ευρωκώδικα, «η παροχή μέτριας ποσότητας οπλισμού επαρκεί για τη μεταβίβαση των μετακινήσεων στον γειτονικό κόμβο». Αυτό φαίνεται αντιφατικό. Συνεπώς, επιτρέπεται η τοποθέτηση συνεχούς χαλύβδινου οπλισμού, μικρότερου από το $A_{s,min}$, και επομένως, εξακολουθούν να επιτρέπονται οι ημι-συνεχείς κόμβοι. Συνιστάται εάν χρησιμοποιούνται κόμβοι μερικής συστολής, να τοποθετείται συνεχής χάλυβας οπλισμού τουλάχιστον $A_{s,min}$ (ή το 50% του πλήρους συνεχούς τμήματος χαλύβδινου οπλισμού) και μάλιστα η συνιστώμενη απόσταση από αυτές τους κόμβους μερικής συστολής να είναι παρόμοια με αυτή που προτάθηκε προηγουμένως, δηλαδή, περίπου, στα 7.5m.

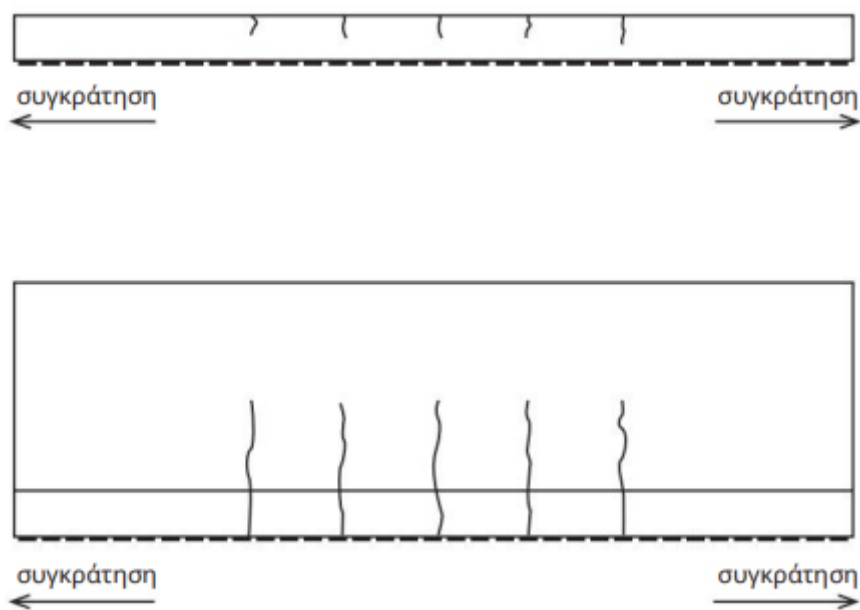
Στον νέο Ευρωκώδικα δεν παρέχεται στην πραγματικότητα καμία οδηγία σχετικά με την απόσταση των κόμβων πλήρους συστολής δηλαδή χωρίς συνεχή οπλισμό.. Τα 15 μέτρα μεταξύ των κόμβων με πλήρη συστολή που δείχνεται στο σχήμα 2.8 περιγράφει την οδηγία αυτή.

Εναλλακτικά, μπορεί να αφεθούν προσωρινά μικρά κενά, τα οποία θα πρέπει στην συνέχεια να πληρωθούν μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος. Μια παραπέρα

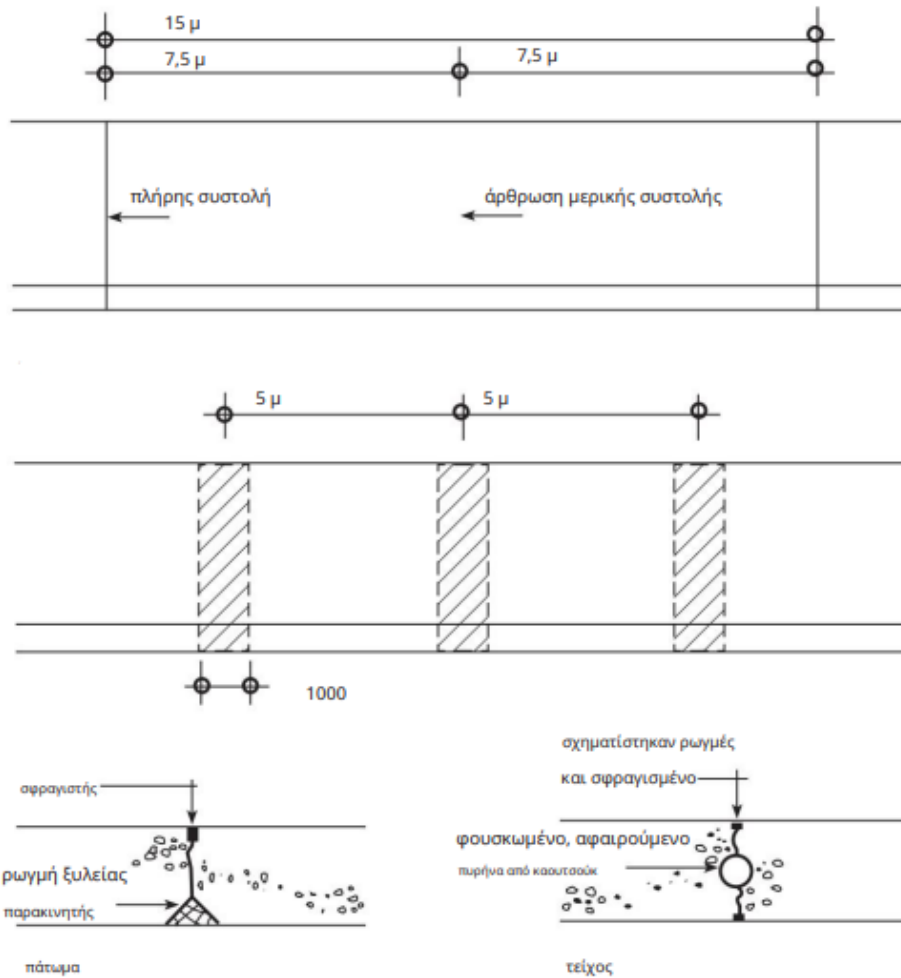
δυνατότητα είναι η χρήση κόμβων εισαγόμενης συστολής, όπου η διατομή του δομικού στοιχείου από σκυρόδεμα μειώνεται σκόπιμα προκειμένου να προκληθούν ρωγμές σε επιθυμητές θέσεις. Αυτές οι δυνατότητες απεικονίζονται στο σχήμα 2.8. Η σειρά σκυροδέτησης στην κατακόρυφη διεύθυνση είναι προφανής. Στις πλάκες θεμελίωσης ή δαπέδων κατασκευάζεται μια μικτή διατομή του κατακόρυφου τοίχου για να λειτουργήσει βοηθητικά για τον ξυλότυπο. Οι τοίχοι μπορεί να σκυροδετούνται μια φορά μέχρι 8 μέτρα ύψος, περίπου.

Οι λεπτομέρειες οπλισμού θα πρέπει παρέχουν την δυνατότητα να προχωρούν οι εργασίες της κατασκευής με ευκολία. Οι αναμονές του οπλισμού θα πρέπει να έχουν το κατάλληλο μήκος που ορίζει ο Ευρωκώδικας. Οι ράβδοι οπλισμού θα πρέπει να έχουν μέγιστη απόσταση 300mm, αλλά όχι λιγότερη από 100mm, για την εύκολη σκυροδέτηση.

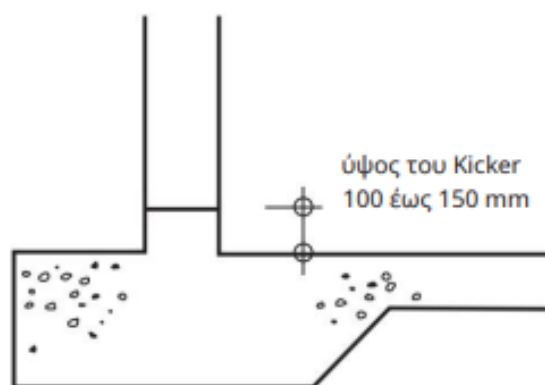
Ο οπλισμός διανομής ή συρρίκνωσης πρέπει να τοποθετείται κοντά στην εξωτερική επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Σε αυτή τη θέση έχει μέγιστη αποτελεσματικότητα. Ωστόσο, στατικές θεωρήσεις, δηλαδή για μεγιστοποίηση του στατικού ύψους d , μπορεί να επηρεάζουν την στρώση του οπλισμού σε κάθε πλευρά. Το σχήμα 2.8 περιγράφει επίσης τυπικούς εισαγωγείς ρωγμών που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν σε κόμβους πλήρους ή μερικής συστολής



Σχήμα 2.6 Ρωγμάτωση λόγω παρεμπόδισης από δυνάμεις τριβής στη στάθμη θεμελίωσης (α) πλάκα δαπέδου (β) τοίχιο.



Σχήμα 2.7 Κόμβοι (α) Τυπική διάταξη σε τοίχο (β) Τυπική διάταξη προσωρινών κενών στην κατασκευή (γ) Εισαγόμενοι κόμβοι επαγωγής.



Σχήμα 2.8 Κόμβος μεταξύ δαπέδου και τοίχου.

2.5 Φορτίσεις

2.5.1 Δράσεις

Χαρακτηριστικές τιμές για τις δράσεις (φορτία) που ασκούνται στις κατασκευές δίνονται από τον Ευρωκώδικα 1. Τυπικά, οι κατασκευές αποθήκευσης ρευστών υπόκεινται σε φόρτιση από την πίεση του συγκρατούμενου ρευστού. Οι ονομαστικές πυκνότητες των ρευστών παρέχονται στο EC 1992-1-1, ωστόσο, δεν προσδιορίζονται οι πυκνότητες όλων των ρευστών που θα μπορούσαν να αποθηκευτούν. Ο πίνακας 2.2 παρέχει την ονομαστική πυκνότητα για τα τυπικά ρευστά.. Παρέχει επίσης ειδικές οδηγίες για σιλό και δεξαμενές.

Οι εξωτερικοί τοίχοι μιας υπόγειας δεξαμενής πρέπει να υποστηρίζουν το την υψομετρική διαφορά του εδάφους που δημιουργείται από την εκσκαφή και την επίχωση. Οι συνθήκες φόρτισης του εδάφους, που πρέπει να ληφθούν υπόψη, παρουσιάζονται στο σχήμα 2.11. Η πραγματική φόρτιση του εδάφους εξαρτάται από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, τον βαθμό συμπύκνωσης του επιχώματος, καθώς και αν γίνεται χρήση φυσικού εδάφους για την επίχωση.. Για συνθήκες μεγάλης διάρκειας, είναι πιθανό οι πιέσεις να προσεγγίσουν την κατάσταση ηρεμίας του εδαφικού υλικού, αν και η επίχωση αργιλικού εδάφους απαιτεί πολλά χρόνια για να επιτευχθεί. Για τον σχεδιασμό, όταν η δεξαμενή είναι άδεια, πρέπει να ληφθεί πλήρως υπόψη η πίεση «σε ηρεμία» ή η ενεργή εδαφική πίεση με τους κατάλληλους μερικούς συντελεστές ασφαλείας, υποθέτοντας ότι η επίχωση είναι προσεκτικά ελεγχόμενη σε πιέσεις τυχόν πρόσθετης φόρτισης από οχήματα. Κατά το σχεδιασμό, για την περίπτωση «γεμάτης δεξαμενής», θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η ενεργή εδαφική πίεση. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι κατά το σχεδιασμό για γεμάτη δεξαμενή, δεν πρέπει να επιτρέπεται η ανακούφιση της κατασκευής από την παθητική πίεση του εδάφους. Αυτό οφείλεται στα διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους και του σκυροδέματος, οι οποίοι εμποδίζουν την ανάπτυξη της παθητικής αντίστασης του εδάφους, πριν από την πλήρη φόρτιση του σκυροδέματος από την πίεση του περιεχόμενου ρευστού. Ουσιαστικά, δεν μπορεί να αναπτυχθεί σημαντική

Πίνακας 2.2 Ονομαστική πυκνότητα κατακρατούμενων ρευστών.

ΥΓΡΟ	Βάρος (kN/m ³)
Νερό	10.0
Ακατέργαστα λύματα	11.0
Αερόβια χωνεμένη λάσπη	10.4
Αναερόβια χωνεμένη λάσπη	11.3
Λάσπη από φίλτρα κενού	12.0

πίεση στο έδαφος για να παραχθεί παθητική τάση. Ωστόσο, η ανάπτυξη παθητικής πίεσης εξαρτάται από τη μέθοδο της επίχωσης που χρησιμοποιείται και από το αν το έδαφος είναι υπερβολικά συμπυκνωμένο. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι δυνατό να δημιουργηθεί μια κατάσταση όπου υπάρχουν ψευδοπαθητικές πιέσεις.

Στην οριακή κατάσταση αντοχής, θεωρούνται τρεις ξεχωριστές κατηγορίες συνδυασμών φορτίου του Ευρωκώδικα 0. Αυτές είναι:

- (i) **EQU**, που χρησιμοποιείται εάν η κατασκευή πρόκειται να ελεγχθεί σε απώλεια στατικής ισορροπίας,
- (ii) **STR**, που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο εσωτερικής αστοχίας της κατασκευής, όπως περιγράφεται από τις θεωρίες αστοχίας της Αντοχής των Υλικών,
- (iii) **GEO**, που χρησιμοποιείται όταν εξετάζεται η αστοχία του εδάφους ή όπου η αντοχή του εδάφους προβάλλει σημαντική αντίσταση. Υπό κανονικές συνθήκες, τυπικά, θα πρέπει να θεωρούνται μόνο υπόψη οι οριακές καταστάσεις αντοχής (STR) και λειτουργικότητας (SLS).

2.5.2 Μερικοί συντελεστές ασφάλειας

Ο μελετητής πρέπει να εξετάσει, εάν τμήματα της δεξαμενής μπορεί να είναι άδεια όταν τα άλλα τμήματα είναι γεμάτα, και να σχεδιάσει κάθε δομικό στοιχείο για τις μέγιστες ροπές κάμψης και διατμητικές δυνάμεις που μπορεί να προκύψουν λόγω:

- (α) μόνο των υδροστατικών πιέσεων του αποθηκευμένου ρευστού
- (β) της πλευρικής εδαφικής πίεσης, των υπόγειων νερών και των πιθανών πιέσεων από επιφανειακές φορτίσεις (οχήματα)
- (γ) συνδυασμού των πιέσεων από τα (α) και (β).

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οι Ευρωκώδικες προτείνουν ένα σχεδιασμό για τις οριακές καταστάσεις, όπου θεωρείται ένας συνδυασμός των μόνιμων και μεταβλητών δράσεων στον οποίο οι χαρακτηριστικές τους τιμές πολλαπλασιάζονται με έναν κατάλληλο μερικό συντελεστή ασφαλείας (PSF). Όταν σχεδιάζεται ένα δομικό στοιχείο, για την τελική οριακή του κατάσταση, είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας (PSF) για να δημιουργηθεί το απαραίτητο περιθώριο ασφαλείας έναντι αστοχίας. Τα PSF λαμβάνουν υπόψη την πιθανή μεταβλητότητα της φόρτισης και τις συνέπειες της αστοχίας.

Για την περίπτωση που η πίεση προέρχεται μόνο από το αποθηκευμένο ρευστό (δηλαδή η περίπτωση (α)), ο ULS (STR) είναι $\gamma_F = 1.2$, όπως προβλέπεται στο EC 1991-4. Σε δοκιμή της κατασκευής παίρνεται $\gamma_F = 1.0$.

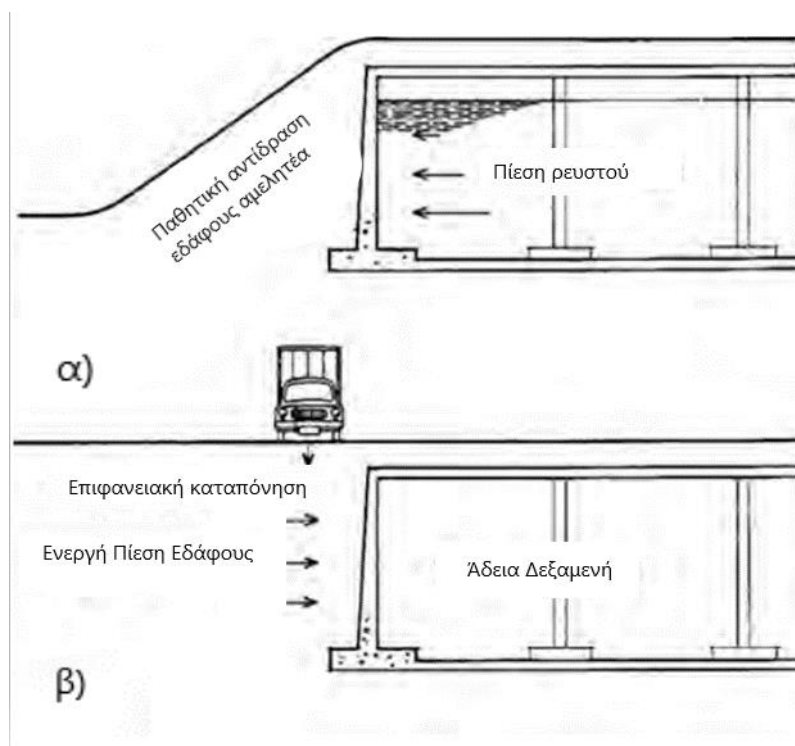
Για το (β), πρέπει να λαμβάνεται PSF $\gamma_F = 1.35$ για τις μόνιμες δράσεις και $\gamma_Q = 1.5$ για τις μεταβλητές δράσεις. Όπου υπάρχουν περισσότερες από μία μεταβλητές δράσεις εφαρμόζεται στον PSF της μεταβλητής δράσης ένας πολλαπλασιαστής ψ_0 για να αντικατοπτρίζει τη πιθανότητα του να μη συμβεί το εξής γεγονός: περισσότερες από μία μεταβλητές δράσεις να είναι μέγιστες ταυτόχρονα με τις άλλες. Υπάρχουν άλλοι δύο πολλαπλασιαστές: ο πολλαπλασιαστής ψ_1 , που παράγει μια συνήθη τιμή του φορτίου, και ο πολλαπλασιαστής ψ_2 που παράγει μια μόνιμη τιμή του φορτίου. Οι συχνοί και μόνιμοι πολλαπλασιαστές χρησιμοποιούνται συνήθως στην οριακή κατάσταση αντοχής όπου εμπλέκονται τυχαίες δράσεις. Ο μόνιμος πολλαπλασιαστής μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό μακροπρόθεσμων επιπτώσεων, όπως ερπυσμός και καθίζηση.

Οποιοσδήποτε από τους συνδυασμούς μόνιμων και μεταβλητών δράσεων, που συζητήθηκαν παραπάνω, σχετίζεται με το μέγεθος των φορτίων που θα μπορούσαν να υπάρχουν. Απαιτείται από τον μελετητή η στατική ανάλυση της κατασκευής για να προσδιορίσει τις τιμές αυτών των φορτίων στη κατασκευή για να εντοπίσει τις

κρίσιμες διατομές των δομικών στοιχείων.

Μερικές φορές, οι οροφές μερικών υπόγειων δεξαμενών καλύπτονται με ένα στρώμα, που αποτελείται από έδαφος ή χαλίκι, με αποτέλεσμα τα επιβαλλόμενα φορτία λόγω οχημάτων να διαχέονται πριν φτάσουν στη πλάκα οροφής της δεξαμενής. Σε αυτές τις περιπτώσεις, θα ήταν σκόπιμο να ληφθεί υπόψη μία περίπτωση ισοδύναμης φόρτισης κατά το σχεδιασμό της οροφής. Επίσης, όσον αφορά την οροφή, εάν αυτή είναι ενωμένη με τους τοίχους, οποιαδήποτε θερμική διαστολή της οροφής μπορεί να προκαλέσει πρόσθετη φόρτιση στους περιμετρικούς τοίχους.

Για μια δεξαμενή με ύψος τοίχου H και λειτουργικό βάθος νερού h , για



Σχήμα 2.9 Φορτώσεις σχεδιασμού για εξωτερικούς τοίχους με χώμα γεμάτη (α) Η δεξαμενή γεμάτη (β) η δεξαμενή άδεια.

συνθήκες λειτουργικότητας, πρέπει να χρησιμοποιείται ένας μερικός συντελεστής ασφάλειας $\gamma_F = 1.2$, δηλαδή, $1.2\rho h$, όπου ρ = πυκνότητα του υγρού, για τον υπολογισμό του φορτίου σχεδιασμού σε ULS. Για τυχαίες καταστάσεις, συνιστάται να λαμβάνεται $\gamma_F = 1.0$. Ωστόσο, θα πρέπει να χρησιμοποιείται το πλήρες ύψος του τοίχου, δηλαδή $1.0\rho H$.

2.6 Θεμελίωση

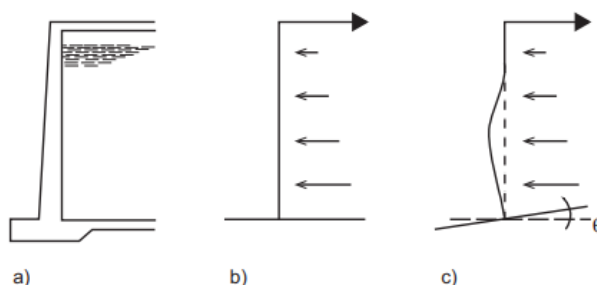
Μια κατασκευή αποθήκευσης ρευστών είναι επιθυμητό να θεμελιώνεται σε ομοιόμορφο έδαφος, έτσι ώστε να αποφεύγονται οι διαφορικές καθιζήσεις. Ωστόσο, αυτή η επιθυμητή κατάσταση δεν είναι πάντα εφικτή. Πρέπει να ληφθούν υπόψη οι μεταβολές στις εδαφικές συνθήκες και να εκτιμηθεί ο βαθμός των πιθανών διαφορικών καθιζήσεων.. Μπορεί να χρησιμοποιηθούν κόμβοι για να επιτρέψουν ένα περιορισμένο βαθμό πάκτωσης, αλλά σε θέσεις με ιδιαίτερα ανομοιόμορφο έδαφος, είναι απαραίτητο να εξεταστεί το ενδεχόμενο διαίρεσης της κατασκευής σε εντελώς ξεχωριστά τμήματα. Εναλλακτικά, οι τεχνικές «cut-and-fill» μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την διαμόρφωση μιας ομοιόμορφης επίπεδης βάσης εδαφικού υλικού πάνω στην οποία θα θεμελιωθεί η κατασκευή.

Τα εδάφη που περιέχουν στρώματα τύρφης, ή άλλα πολύ μαλακά στρώματα, μπορεί να μην επιτρέπουν συμβατική θεμελίωση χωρίς πολύ μεγάλες καθιζήσεις. Σε αυτή την περίπτωση απαιτούνται βαθιές θεμελιώσεις με πασσάλους.

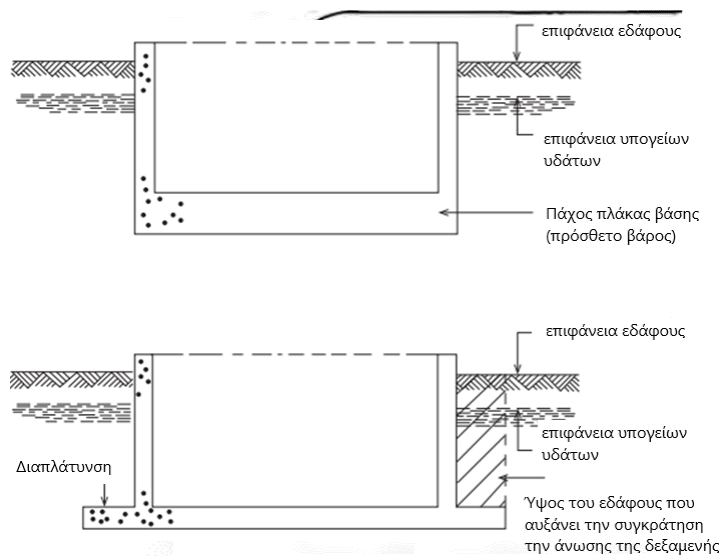
Σε περιοχές εξορυκτικής δραστηριότητας, ο σχεδιασμός κατασκευών απαιτεί την κατασκευή πρόσθετων κόμβων, τη διαίρεση της κατασκευής σε μικρότερα τμήματα, ή τη χρήση κοιτοστρώσεων λόγω των δυνητικά πολύ μεγάλων καθιζήσεων.

Η χρήση μερικώς επιχωμένων τοίχων αντιστήριξης μορφής προβόλου εξαρτάται από την παθητική αντίσταση στην ολίσθηση μεταξύ βάσης θεμελίωσης και εδάφους. Εάν το έδαφος πλημμυρίσει από υπόγεια νερά, ενδέχεται να μην είναι δυνατό να αναπτυχθεί η απαραίτητη αντίσταση κάτω από τη βάση, λόγω των υψηλών πιέσεων του νερού. Σε αυτές τις περιπτώσεις, απαιτούνται πρόσθετα πλευρικά εμπόδια στην μορφή 'δακτύλων'. Εναλλακτικά, σε σοβαρές περιπτώσεις, η σχεδίαση προβολικού τοίχου δεν είναι η κατάλληλη λύση και οι δυνάμεις ολίσθησης και ανατροπής θα πρέπει να παραλαμβάνονται από ένα σύστημα δοκών που ισορροπεί από το απέναντι τοίχωμα, ή σχεδιάζοντας τον τοίχο να εκτείνεται οριζόντια, εάν βέβαια αυτό είναι δυνατό. Όταν η κατασκευή βρίσκεται πλήρως κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, είναι λογικό να ληφθεί υπόψη και η αντίσταση που προσφέρει ο τοίχος.

Οι τοίχοι που σχεδιάζονται ως πρόβολοι με αντιστήριξη, όπου η κατασκευή



Σχήμα 2.10 Τοίχοι προβόλου σε συνεκτικό έδαφος (α) Κατασκευή (β) Βασικές υποθέσεις στατικής ανάλυσης (γ) Περιστροφή λόγω μετακίνησης του εδάφους.



Σχήμα 2.11 Μέθοδοι αποτροπής πτώχευσης (α) Πρόσθετο νεκρό βάρος (β) Παροχή τακουνιού

της οροφή μπορεί να λειτουργήσει ως άκαμπτο διάφραγμα, συχνά θεωρείται ότι δεν υπάρχουν περιστροφές στην θεμελίωση. (σχήμα 2.10). Ωστόσο, η παραμόρφωση σε ένα συνεκτικό έδαφος μπορεί να επιτρέψει περιστροφή, και συνεπώς, την ανακατανομή των δυνάμεων και ροπών.

2.7 Άνωση

Μια άδεια δεξαμενή κατασκευασμένη σε έδαφος με υπόγειο νερό θα τείνει να κινείται προς τα πάνω σε σχέση με το έδαφος. Η ικανότητα της κατασκευής να αντιστέκεται σε αυτή την ανύψωση μπορεί να ελεγχθεί συγκρίνοντας τις μόνιμες δυνάμεις ευστάθειας (π.χ. βάρος και πλευρική τριβή) με τις μόνιμες και μεταβλητές δυνάμεις αστάθειας που προέρχονται από τα υπόγεια ύδατα και πιθανώς από άλλες πηγές. Σε απλή γλώσσα, ο μελετητής θα πρέπει να εξασφαλίσει ότι το βάρος της άδειας δεξαμενής είναι μεγαλύτερο από την δύναμη άνωσης. Η άνωση είναι ίση με το βάρος των υπόγειων υδάτων που μετατοπίζονται από τη δεξαμενή.

Ο βαθμός στον οποίο οι δυνάμεις ευστάθειας πρέπει να είναι μεγαλύτερες από τις δυνάμεις αστάθειας ορίζεται στον Ευρωκώδικα 7. Αυτός ο Ευρωκώδικας παρέχει στον μελετητή τον τρόπο αξιολόγησης της ευστάθειας της κατασκευής έναντι της υδραυλικής ανύψωσης. Στον Ευρωκώδικα αυτόν ορίζονται οι τιμές των μερικών συντελεστών ασφαλείας που πρέπει να χρησιμοποιούνται κατά τον έλεγχο της οριακής κατάστασης ανύψωσης (UPL) για άνωση. Ο συντελεστής μερικής ασφάλειας που πρέπει να εφαρμόζεται στη μόνιμη δύναμη του νερού είναι 0.9, δηλαδή $\gamma_{G.stb} = 0.9$, όπου stb = σταθεροποίηση. Ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για την δύναμη αστάθειας είναι 1.1, δηλαδή $\gamma_{G.dst} = 1.1$, όπου dst = αποσταθεροποιητική παράμετρος.

Πρακτικά, το βάρος της δεξαμενής μπορεί να αυξηθεί με διαπλάτυνση του δαπέδου, ή με την παροχή μιας διαπλάτυνσης στην περίμετρο του δαπέδου για την κινητοποίηση επιπλέον βάρους από το έδαφος (σχήμα 2.11). Όποια μέθοδος και αν χρησιμοποιηθεί, το δάπεδο πρέπει να σχεδιαστεί έναντι ανύψωσης λόγω της πίεσης

των υπόγειων υδάτων. Κατά τον υπολογισμό του βάρους του εδάφους πάνω από τη φτέρνα, είναι σημαντικό να πάρουμε υπόψη ότι το έδαφος είναι βυθισμένο στα υπόγεια νερά.

Εάν η βάση είναι μεγάλου πάχους, μπορεί να κατασκευαστεί σε δύο ξεχωριστές στρώσεις, που συνδέονται μεταξύ τους με συνδέσμους. Αυτό έχει το πλεονέκτημα ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί μειωμένος οπλισμός για τις θερμικές τάσεις στο πάνω τμήμα.

Γενικά, ο μελετητής θα πρέπει να εξετάσει επι τόπου τις συνθήκες κατά διάρκεια της κατασκευής και να μεριμνήσει για μια σειρά εργασιών που θα εξασφαλίζουν μια ευσταθή κατασκευή σε κάθε φάση της υλοποίησης της.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

3.1 Η μέθοδος των Οριακών Καταστάσεων

Στους σύγχρονους κανονισμούς, ο σχεδιασμός μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα γίνεται με την μέθοδο των οριακών καταστάσεων. Θα λέμε ότι μια κατασκευή είναι ασφαλής όταν κατά τη διάρκεια της ζωής της δε θα πρέπει να γίνει ακατάλληλη για χρήση φθάνοντας μια οριακή κατάσταση.

Στη σχεδίαση μιας κατασκευής. Θεωρούνται δυο βασικές οριακές καταστάσεις, η οριακή κατάσταση αντοχής και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Για την οριακή κατάσταση αντοχής η συνολική κατασκευή ή τα στοιχεία της δεν πρέπει να καταρρεύσουν, να ανατραπούν ή να υποστούν λυγισμό, όταν επιβάλλονται τα φορτία σχεδιασμού. Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας: η κατασκευή δεν πρέπει να γίνει ακατάλληλη προς χρήση εξαιτίας υπερβολικών παραμορφώσεων, ρηγματώσεων ή ταλαντώσεων.

Επίσης, η κατασκευή θα πρέπει να έχει αντοχή στον χρόνο, δηλαδή, δεν πρέπει να υποβαθμίζεται ή να υφίσταται εκτεταμένες βλάβες από το περιβάλλον στο οποίο θα εκτεθεί, ή από χημικές ουσίες που θα έλθουν σε επαφή με αυτή. Σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, η συνήθης πρακτική είναι να τις σχεδιάζουμε πρώτα για την οριακή κατάσταση αντοχής, και στην συνέχεια, να τις ελέγχουμε για λειτουργικότητα και να εξασφαλίζουμε την ανθεκτικότητα παίρνοντας τις αναγκαίες προφυλάξεις.

3.1.1 Η οριακή κατάσταση Αντοχής (STR)

Μια κατασκευή από Ο/Σ θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε αυτή να μπορεί να παραλαμβάνει και να μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος όλους τους συνδυασμούς φορτίων, που θα την καταπονήσουν κατά την διάρκεια της ζωής της. Με τον σχεδιασμό, οι διατομές των δομικών στοιχείων της κατασκευής θα πρέπει να αποκτούν την απαιτούμενη ικανότητα (αντοχή) ώστε να είναι ικανές να αντιδρούν αποτελεσματικά (να ανθίστανται) στα εντατικά φορτία διατομής που θα αναπτυχθούν σε αυτές. Στον σχεδιασμό έναντι οριακών καταστάσεων αντοχής, οι τιμές των πραγματικών φορτίων που καταπονούν την κατασκευή παίρνονται υπόψη επαυξημένες, ενώ οι τιμές των πραγματικών αντοχών των υλικών μειωμένες, χρησιμοποιώντας κατάλληλους συντελεστές. Αυτό γίνεται για να παρθούν υπόψη αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στην εκτίμηση της τιμής των πραγματικών φορτίων και αντοχών.

3.1.2 Η οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)

Η εγκάρσια μετατόπιση των στοιχείων (βύθιση)

Οι παραμορφώσεις μιας κατασκευής δεν πρέπει να επηρεάζουν την λειτουργικότητα ή την εμφάνισή της. Ο υπολογισμός της βύθισης ενός δομικού στοιχείου μιας κατασκευής δεν είναι πάντα μια εύκολη υπόθεση. Σε συμβατικές περιπτώσεις, οι κανονισμοί επιτρέπουν την χρήση σχετικών διαγραμμάτων στατικού ύψους/ανοίγματος, για τον έλεγχο ικανοποίησης των σχετικών απαιτήσεων.

Η ρωγμάτωση

Οι ρωγματώσεις των στοιχείων μιας κατασκευής μπορούν να κρατηθούν σε λογικά όρια ακολουθώντας τις σχετικές οδηγίες των κανονισμών για τις λεπτομέρειες όπλισης. Σε ένα δομικό στοιχείο, το εύρος των ρωγμών μπορεί να υπολογισθεί, αλλά είναι μια

δυσχερής διαδικασία και στις πιο απλές ακόμα περιπτώσεις. Ο υπολογισμός του εύρους ρωγμών γίνεται στα πλαίσια της γραμμικής ανάλυσης της διατομής. Η ρηγμάτωση μπορεί να ελεγχθεί με τις λεπτομέρειες όπλισης, που σχετίζονται με τις αποστάσεις των ράβδων οπλισμού στις περιοχές που το σκυρόδεμα είναι σε εφελκυσμό.

3.2 Η Ονομαστική Επικάλυψη

Η επικάλυψη από σκυρόδεμα του οπλισμού είναι η απόσταση από την εξώτατη επιφάνεια του οπλισμού έως την πλησιέστερη επιφάνεια από σκυρόδεμα (σχήμα 3.1). Η επικάλυψη στο σκυρόδεμα πρέπει να έχει το απαιτούμενο πάχος ώστε να επιτευχθούν:

(α) Η ασφαλής μεταφορά των τάσεων λόγω συνάφειας μεταξύ του οπλισμού και του σκυροδέματος ,

(β) Η προστασία του οπλισμού και όλων των λοιπών ενσωματωμένων μεταλλικών τεμαχίων στο σκυρόδεμα, έναντι διάβρωσης, και

(γ) Η ικανοποιητική αντοχή σε πυρκαγιά.

Όπως δείχνεται στο σχήμα 3.1, η ονομαστική επικάλυψη θα πρέπει να ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις σε σχέση με τα (α) – (γ) παραπάνω και, στην περίπτωση των (α) και (β), θα πρέπει να ενσωματώνει και πρόβλεψη για τυχόν αποκλίσεις που αναμένονται να συμβούν κατά τη φάση της εκτέλεσης του έργου.

Ο προσδιορισμός της ονομαστικής τιμής επικάλυψης σκυροδέματος C_{nom} ενός δομικού στοιχείου γίνεται με την σχέση

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (3.1)$$

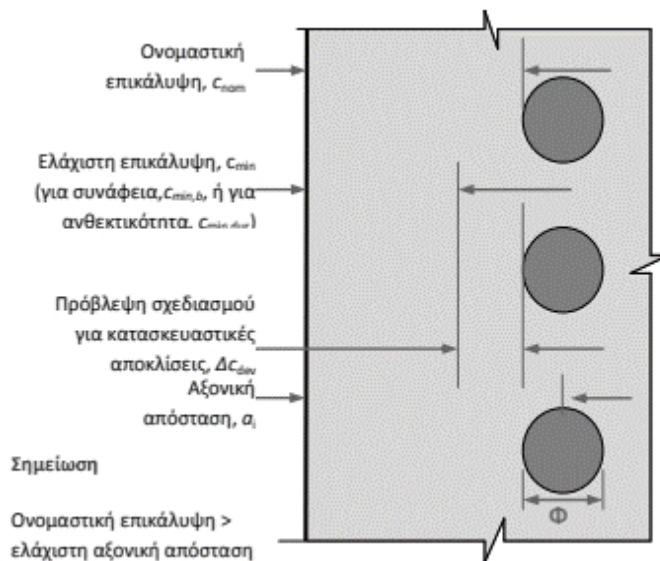
όπου

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}, C_{min,dur}\} \text{ και } \Delta C_{dev} = 10 \text{ mm.} \quad (3.2)$$

Η τιμή $C_{min,b}$ αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της επικάλυψης που εξασφαλίζει τη συνάφεια οπλισμού-σκυροδέματος. Για μεμονωμένες ράβδους, από τον Πίνακα 2 του παραρτήματος, προκύπτει

$$C_{min,b} = \text{διάμετρος ράβδων κυρίου οπλισμού.} \quad (3.3)$$

Η τιμή $C_{min,dur}$ αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της επικάλυψης που εξασφαλίζει επαρκή προστασία του οπλισμού από τις περιβαλλοντικές συνθήκες. Ο προσδιορισμός της ποσότητας αυτής γίνεται ως εξής: πρώτα, με τον Πίνακα 3, γίνεται η κατηγοριοποίηση της κατασκευής στην οποία ανήκει η δοκός, υποθέτοντας ότι όλες οι κατασκευές είναι κατασκευασμένες για 50 χρόνια ζωής και ότι ανήκουν στην κατηγορία S4. Έτσι, η κατασκευή που εξετάζεται, θεωρείται, καταρχήν, ότι ανήκει στη κατηγορία S4. Στην συνέχεια, με βάση τα στοιχεία και τις απαιτήσεις που έχουν τεθεί, γίνονται οι μειώσεις ή/και οι αυξήσεις της αρχικής κατηγορίας S4, έτσι όπως υπαγορεύονται από τον Πίνακα 3. Με τον τρόπο αυτό προκύπτει η κατηγορία της κατασκευής, και κατά συνέπεια, της πλάκας που μελετάται. Στην συνέχεια, έχοντας προσδιορίσει την κατηγορία της κατασκευής και έχοντας δεδομένη την κατηγορία έκθεσής της στις περιβαλλοντικές συνθήκες, από τον Πίνακα 4, προσδιορίζεται η τιμή $C_{min,dur}$.



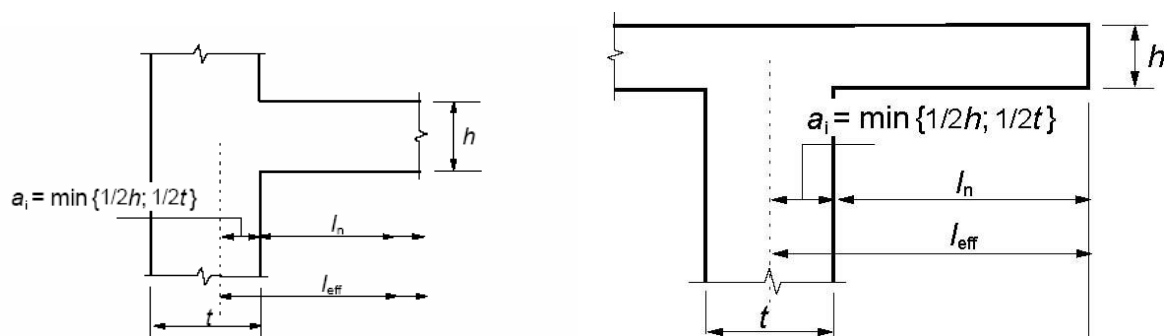
Σχήμα 3.1: Ορισμός των επικαλύψεων κατά EN 1992

3.3 Προσομοίωση του στατικού μοντέλου.

Για την γεωμετρική προσομοίωση του δομικού συστήματος μιας πλάκας, ο EC2 παρέχει τον τρόπο υπολογισμού των θεωρητικών διαστάσεων (ανοιγμάτων) l_{eff} μιας πλάκας ή μιας δοκού με βάση το σχήμα 3.2. Το θεωρητικό άνοιγμα l_{eff} υπολογίζεται από την σχέση

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (3.4)$$

όπου το l_n είναι η καθαρή απόσταση ανάμεσα στις δύο παρειές των στηρίξεων. Σε κάθε άνοιγμα, τα a_1, a_2 θα υπολογίζονται σύμφωνα με το σχήμα 3.2. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, για να γίνει χρήση των υποδείξεων του σχήματος 1, θα πρέπει να έχει αποφασισθεί το πάχος της πλάκας ή της δοκού.



Στηρίξεις θεωρούμενες ως μη στρεπτές

Πρόβολος

Σχήμα 3.2: Το θεωρητικό άνοιγμα l_{eff} πλακών ή δοκών.

Για την στατική ανάλυση του δομικού συστήματος μιας συνεχούς πλάκας ‘με το χέρι’, μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε σχετικά βοηθήματα με έτοιμες λύσεις, ή σχετικά λογισμικά προγράμματα για μικροϋπολογιστές ή πεπερασμένα στοιχεία. Οι αναλύσεις αυτές θα πρέπει να οδηγούν στα διαγράμματα καμπτικών ροπών και τεμνουσών δυνάμεων του στοιχείου, για τους συνδυασμούς φορτίσεων των οριακών καταστάσεων αντοχής και λειτουργικότητας, θεωρώντας τις δυσμενείς διατάξεις των φορτίσεων αυτών στα ανοίγματα των πλακών.

Μια συνεχής πλάκα μπορεί, γενικά, να επιλύεται με την παραδοχή ότι οι στηρίξεις της είναι ελεύθερα στρεπτές. Αν μια πλάκα συνδέεται μονολιθικά με τις στηρίξεις της, τότε, η κρίσιμη καμπτική ροπή σχεδιασμού M_{Ed} στη στήριξη πρέπει να λαμβάνεται ίση με τη ροπή παρειάς, που δεν πρέπει να είναι μικρότερη του 0.65 της ροπής πλήρους πακτώσεως M_F στη θέση αυτή. Η ροπή πλήρους πάκτωσης με άνοιγμα l που καταπονείται με ομοιόμορφο φορτίο w είναι $M_F = wl^2/12$ για αμφίπακτη πλάκα (ενδιάμεσο άνοιγμα), και $M_F = wl^2/8$ για μονόπακτη πλάκα (ακραίο άνοιγμα). Ανεξάρτητα από την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται, στην περίπτωση που μια πλάκα είναι συνεχής πάνω από μια στήριξη, που θεωρείται ότι είναι απολύτως στρεπτή, η καμπτική ροπή του στηρίγματος μπορεί να μειωθεί κατά την τιμή

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \quad (3.5)$$

όπου $F_{Ed,sup}$ είναι η αντίδραση σχεδιασμού στη στήριξη και το t είναι το πλάτος στήριξης.

3.4 Σχεδιασμός Έναντι Κάμψης

Σε ένα άνοιγμα ή σε ένα στήριγμα, ο καμπτικός οπλισμός της διατομής ενός στοιχείου γίνεται με βάση την μέγιστη ροπή του ανοίγματος ή την ροπή που αντιστοιχεί στο στήριγμα. Για μία πλάκα, έχοντας υπολογίσει το στατικό ύψος της δοκού d και παίρνοντας $b=1000$ mm, ο καμπτικός οπλισμός υπολογίζεται, έτσι ώστε η καμπτική αντοχή της διατομής M_{Rd} να ισούται με την μέγιστη δρώσα ροπή του ανοίγματος ή του στηρίγματος M_{Ed} , δηλαδή $M_{Rd} = M_{Ed}$.

- το πλάτος $b=1000$ mm και στατικό ύψος d της πλάκας, και
- τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα, f_{ck} και f_{yk} αντίστοιχα,

μπορεί να γίνει με την παρακάτω διαδικασία:

Υπολογίζεται η αδιάστατη ροπή:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{ck}} \quad (3.6)$$

- Για την απόσταση ρωγμών θα πρέπει να ισχύει:

$$K \leq K_{lim} = 0.167 \quad (3.7)$$

Αν δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση, θα πρέπει να γίνει επανασχεδιασμός της πλάκας αλλάζοντας το πάχος της.

- Υπολογίζεται το μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω με την σχέση:

$$\omega = 0.652 - \sqrt{0.425 - 1.5K} \quad (3.8)$$

- Στην συνέχεια, προσδιορίζεται τον απαιτούμενο (απλό) οπλισμό με την σχέση:

$$A_s = \omega \frac{f_{ck}}{f_{yk}} bd. \quad (3.9)$$

- Στην συνέχεια, ελέγχεται αν ικανοποιείται η σχέση:

$$A_s \geq A_{s,min} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}} \quad (f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}, \quad f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}), \quad (3.10)$$

καθώς και η σχέση:

$$A_s \leq A_{c_s,max} \quad (3.11)$$

στις περιοχές χωρίς ματίσματα. Στις παραπάνω σχέσεις, το A_c είναι το εμβαδόν της διατομής. Αν δεν ικανοποιείται η σχέση (14), τότε τίθεται $A_s = A_{s,min}$. Αν δεν ικανοποιείται η σχέση (3.11) αλλάζουμε τη διατομή.

3.5 Σχεδιασμός Έναντι Διάτμησης

Επειδή στις συμπλεγείς πλάκες αποφεύγεται η τοποθέτηση διατμητικού οπλισμού, ο έλεγχος επάρκειας μιας διατομής της πλάκας σε διάτμηση θα γίνεται με τις σχέσεις:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.12)$$

όπου V_{Ed} είναι η δρώσα διατμητική δύναμη στην διατομή, και

$$V_{Rd,c} = 0.12k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} bd \geq 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} bd \quad (3.13)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, \quad (d \text{ σε mm}), \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (3.14)$$

Η $V_{Rd,c}$ είναι η διατμητική αντοχή της διατομής χωρίς οπλισμό διάτμησης.

3.6 Έλεγχος Εγκάρσιας Μετατόπισης Πλακών

Η μέγιστη βύθιση της πλάκας δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $l/250$, όπου l είναι το άνοιγμα της πλάκας. Ο έλεγχος της συνθήκης αυτής γίνεται έμμεσα συγκρίνοντας τον λόγο l/d του ανοίγματος της πλάκας που μελετάμε, με μια επιτρεπόμενη τιμή $(l/d)_{allow}$ του λόγου αυτού. Η επιτρεπόμενη αυτή τιμή βρίσκεται από το διάγραμμα του σχήματος 2. Από το διάγραμμα αυτό, για ένα δεδομένο ποσοστό οπλισμού ρ και για μια δεδομένη χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} , προκύπτει, από τον κατακόρυφο άξονα, η βασική τιμή N του λόγου $(l/d)_{allow}$. Για ένα άνοιγμα της πλάκας, η επιτρεπόμενη τιμή του λόγου αυτού παρέχεται από την σχέση:

$$(l/d)_{allow} = K \times N \times F_1 \times F_2 \times F_3 \quad (3.15)$$

όπου

- $K=1$, για συνθήκες απλής στήριξης του ανοίγματος
- $K=1.5$, για συνθήκες εσωτερικού ανοίγματος
- $K=1.3$, για συνθήκες ακραίου ανοίγματος
- $K=0.4$, για προβόλους

και

- $F_1=0.8$ για δοκους T ή Γ με λόγο b_f/b_w μεγαλύτερο ή ίσο του 3. Διαφορετικά $F_1=1$.
- $F_2=7/l_{eff} \leq 1.0$, όταν $l_{eff} \geq 7$ m, διαφορετικά $F_2=1$. Το l_{eff} είναι το ισοδύναμο μήκος του ανοίγματος
- $F_3=A_{s,prov}/A_{s,req}$

Η παραμόρφωση ενός μέλους ή μιας δομής δεν πρέπει να είναι τέτοια που να επηρεάζει δυσμενώς τη σωστή λειτουργία ή την εμφάνισή του.

Θα πρέπει να καθοριστούν οι κατάλληλες οριακές τιμές παραμόρφωσης, λαμβάνοντας υπόψη τη φύση της κατασκευής, των ενώσεων, των χωρισμάτων και των στερεώσεων και τη λειτουργία της κατασκευής.

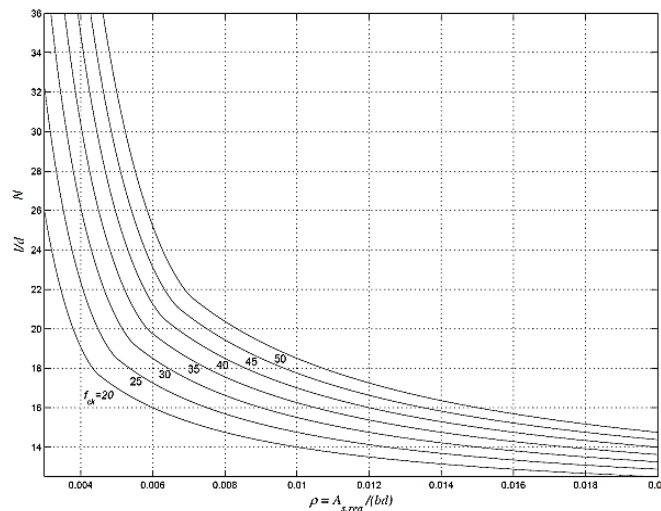
Γενικά, δεν είναι απαραίτητο να υπολογιστούν ρητά οι παραμορφώσεις ως απλοί κανόνες, για παράδειγμα, μπορεί να διαμορφωθούν όρια ως προς το άνοιγμα/ύψος, τα οποία θα είναι επαρκή για την αποφυγή προβλημάτων παραμόρφωσης σε κανονικές συνθήκες. Απαιτούνται αυστηρότεροι έλεγχοι για τα μέλη που βρίσκονται εκτός αυτών των ορίων ή όπου είναι κατάλληλα όρια εκτροπής άλλα από αυτά που υπονοούνται σε απλουστευμένες μεθόδους.

Υπό την προϋπόθεση ότι οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα σε κτίρια έχουν διαστάσεις έτσι ώστε να συμμορφώνονται με τα όρια του λόγου ανοίγματος προς ύψος που αναφέρονται στην παρούσα ενότητα, οι παραμορφώσεις τους μπορεί να θεωρηθούν ότι δεν υπερβαίνουν τα όρια που ορίζονται στο παρόν κεφάλαιο.

Εναλλακτικά, ο επιτρεπόμενος λόγος (l/d) μπορεί να υπολογισθεί με τις σχέσεις (από τον EN 1992):

$$\frac{l}{d} = K [11 + 1.5\sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}}] \quad (3.16)$$

$$\frac{l}{d} = K [11 + 1.5\sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \times \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}] \quad (3.17)$$



Σχήμα 3.3: Διάγραμμα συσχέτισης λόγου l/d και Ελάχιστου Απαιτούμενου οπλισμού.

3.7 Υπολογισμός Εύρους Ρωγμών

Ο EC2 χρησιμοποιεί την εξίσωση (2.2) για να υπολογίσει το μέσο εύρος ρωγμής, w_m , αλλά ο κανονισμός ορίζει και τη χαρακτηριστική τιμή του μεγίστου εύρους ρωγμής, με τη σχέση,

$$w_k = \beta \times w_m \quad (3.18)$$

Για ρωγμές που προκαλούνται από φορτία, οι τιμές του συντελεστή β στην παραπάνω εξίσωση, παίρνει τις τιμές $\beta = 1.7$ για διατομές, όπου η ελάχιστη διάσταση ξεπερνά τα 800mm και $\beta=1.3$ για διατομές, όπου η ελάχιστη διάσταση είναι μικρότερη των 300mm. Για τις ενδιάμεσες τιμές, γίνεται παρεμβολή.

Σύμφωνα με τον EC2-91, η μέση απόσταση των ρωγμών s_{rm} που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι:

$$s_{rm} = 50 + k_1 \times k_2 \times (d_b / 4 \times \rho_r) \quad (3.19)$$

d_b είναι η διάμετρος των ράβδων οπλισμού σε mm.

k_1 είναι ένας συντελεστής 0, που εξαρτάται από την ποιότητα της συνάφειας

$k_1 = 0.8$ για ράβδους υψηλής συνάφειας.

$k_2 = 1.6$ για ράβδους χωρίς νευρώσεις.

Όταν η ρηγμάτωση οφείλεται σε περιορισμούς ή από εσωτερική επιβαλλόμενη παραμόρφωση, για παράδειγμα, περιορισμό συρρίκνωσης, η σταθερά k_1 πρέπει να αντικατασταθεί με τιμή $0.8 \times k_1$. Όμως για ορθογωνική διατομή με ύψος h , ο πολλαπλασιαστής πρέπει να είναι ίσος με 0.8 για $h \leq 3m$ & 0.5 για $h \geq 8m$.

k_2 είναι ένας συντελεστής που εξαρτάται από ο σχήμα των παραμορφώσεων και έχει τιμές 0.5 για καθαρή κάμψη με απουσία αξονικής δύναμης, ενώ παίρνει τιμή 1 σε περίπτωση καθαρού εφελκυσμού. Σε έκκεντρη περίπτωση ισχύει:

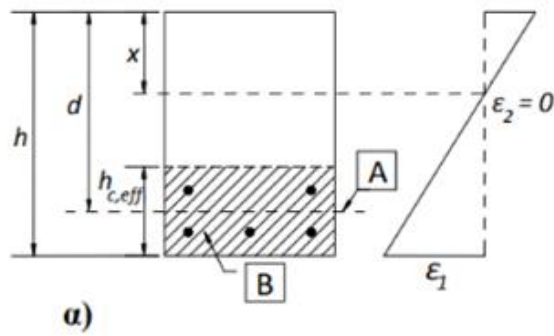
$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (3.20)$$

όπου ε_1 είναι η μεγαλύτερη τιμή και ε_2 η μικρότερη της εφελκυστικής παραμόρφωσης, εκτιμώντας στη βάση μια πλήρως ρηγματωμένης διατομής, στα άνω και κάτω όρια της ενεργής εφελκυσμένης επιφάνειας $A_{c,eff}$.

Ο λόγος οπλισμού ρ_r ορίζεται ως:

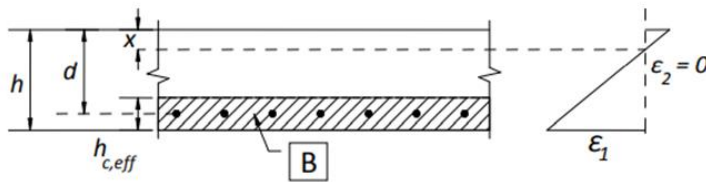
$$\rho_r = (A_s / A_{c,eff}) \quad (3.21)$$

Η ενεργή εφελκυσμένη επιφάνεια, είναι σε γενικές γραμμές ίση με 2.5 φορές την απόσταση της εφελκυσμένης παρειάς της διατομής, μέχρι το κέντρο βάρους του. Το ύψος όμως της ενεργής επιφάνειας δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από $(h - c) / 3$ όπου h είναι το ύψος της διατομής και c το πάχος της θλιβόμενης ζώνης.



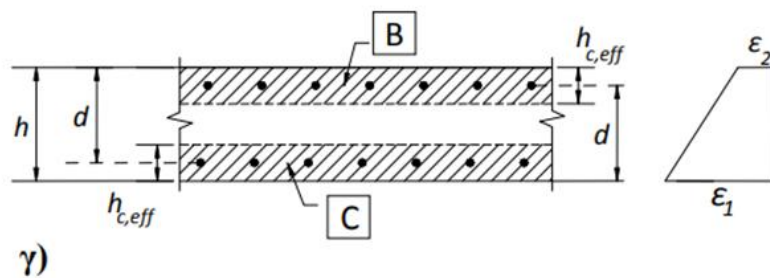
α)

- A Στάθμη του Κ.Β. του οπλισμού
- B Ενεργός εφελκούμενη ζώνη, $A_{c,eff}$



β)

- B Ενεργός εφελκούμενη ζώνη, $A_{c,eff}$



γ)

- B Ενεργός εφελκούμενη ζώνη για την άνω επιφάνεια, $A_{ct,eff}$
- C Ενεργός εφελκούμενη ζώνη για την κάτω επιφάνεια $A_{cb,eff}$

Σχήμα 3.4: Ενεργός επιφάνεια διατομής. α) Δοκός, β) Πλάκα, γ) Στοιχείο υπό εφελκυσμό

Η σχετική θεωρία στην οποία βασίζεται ο EC2 αναφορικά με το μέγιστο εύρος ρωγμής, ο κώδικας συνιστά τις τιμές που βρίσκονται στον Πίνακα 4-1

Πίνακας 3.1: Συνιστώμενες τιμές του w_{max} (mm)

Κατηγορία Περιβαλλοντικών συνθηκών	Οπλισμένα και προεντεταμένα στοιχεία με τένοντες χωρίς συνάφεια	Προεντεταμένα στοιχεία με τένοντες με συνάφεια
	Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός δράσεων	Συχνός συνδυασμός δράσεων
X0, XC1	0.40	0.20
XC2, XC3, XC4	0.30	0.20
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		0.20 (Απόθλιψη)

Ο κώδικας σημειώνει ότι για τις κατηγορίες περιβαλλοντικών συνθηκών X0 και XC1 το εύρος ρωγμής δεν επηρεάζει την ανθεκτικότητα σε διάρκεια, και ότι το σχετικό όριο σε κάθε περίπτωση, τίθεται για την εξασφάλιση αποδεκτής αισθητικής εμφάνισης. Εφόσον δεν τίθενται απαιτήσεις αισθητικής, το όριο αυτό μπορεί να αυξηθεί. Επιπλέον, για τις κατηγορίες XC2, XC3, XC4, πρέπει να ελέγχεται η απόθλιψη και υπό τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων. Για δομικά στοιχεία, τα οποία είναι εκτεθειμένα σε κατηγορία περιβάλλοντος XD3, θα πρέπει να λαμβάνονται ειδικά μέτρα, ανάλογα με τη φύση της ουσίας που τα προσβάλλει.

Η τιμή σχεδιασμού του εύρους ρωγμής δεν πρέπει να ξεπερνά τις τιμές του Πίνακα 4-1. Ο υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού του εύρους ρωγμής w_k γίνεται με τη σχέση:

$$w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3.22)$$

όπου το $s_{r,max}$ είναι η μέγιστη απόσταση μεταξύ 2 διαδοχικών ρωγμών, το ϵ_{sm} είναι η μέση παραμόρφωση του οπλισμού και το ϵ_{cm} είναι η μέση παραμόρφωση του σκυροδέματος μεταξύ των 2 ρωγμών.

Θα πρέπει να υπολογίζεται πρώτα η απόσταση s των ράβδων οπλισμού, που έχουν τοποθετηθεί στη διατομή. Σε περιπτώσεις, που ο οπλισμός με συνάφεια είναι τοποθετημένος σε ευλόγως μικρές αποστάσεις εντός της εφελκόμενης ζώνης και ικανοποιεί τη σχέση $s \leq 5 \times (c + \phi / 2)$, τότε η μέγιστη τελική απόσταση των ρωγμών υπολογίζεται από τη σχέση:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_3}{\rho_{p,eff}} \quad (3.23)$$

Στη σχέση αυτή, οι τιμές k_3, k_4 δίνονται από το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας. Συνιστώμενες τιμές από τον κώδικα είναι οι $k_3 = 3.4$ και $k_4 = 0.425$. Έτσι, η παραπάνω σχέση παίρνει τη μορφή:

$$s_{r,max} = 3.4c + 0.425 \frac{k_1 k_2 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.24)$$

όπου c είναι η επικάλυψη του διαμήκους οπλισμού και ϕ , η διάμετρος των ράβδων οπλισμού.

Το k_1 είναι ένας συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τις ιδιότητες συνάφειας του οπλισμού και λαμβάνει τις τιμές:

$$k_1 = \begin{cases} 0.8, & \text{για ράβδους υψηλής συνάφειας} \\ 1.6, & \text{για ράβδους με πρακτικώς λεία επιφάνεια.} \end{cases}$$

Το k_2 είναι ένας συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατανομή των παραμορφώσεων και παίρνει τιμές:

$$k_2 = \begin{cases} 0.5, & \text{για κάμψη,} \\ 1.0, & \text{για καθαρό εφελκυσμό.} \end{cases}$$

Σε περιπτώσεις έκκεντρου εφελκυσμού ή για τα τμήματα μια διατομής, χρησιμοποιούνται ενδιάμεσες τιμές του k_2 που μπορούν να υπολογιστούν από τη σχέση:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (3.25)$$

όπου ε_1 και ε_2 είναι η μεγαλύτερη και η μικρότερη εφελκυστική παραμόρφωση αντίστοιχα

στα άκρα της διατομής (παραδοχή ρηγματωμένης διατομής).

Στην περίπτωση που η απόσταση του οπλισμού με συνάφεια υπερβαίνει την τιμή $s > 5(c + \phi/2)$, ή, όπου δεν υπάρχει οπλισμός με συνάφεια εντός της εφελκυστικής ζώνης, μπορεί να βρεθεί ένα άνω όριο για το εύρος ρωγμής, υποθέτοντας την ακόλουθη μέγιστη απόσταση:

$$s_{r,max} = 1.3(h - x) \quad (3.26)$$

Τέλος, σε τοιχώματα, που υπόκεινται σε πρόωρη θερμική συστολή, όταν το εμβαδόν του οριζόντιου οπλισμού 4, είναι μικρότερου του ελάχιστου οπλισμού και στο κάτω μέρος του τοιχώματος παρεμποδίζεται η παραμόρφωση λόγω της ύπαρξης μιας βάσης, που έχει σκυροδετηθεί σε προηγούμενη φάση, η $s_{r,max}$ μπορεί να θεωρηθεί ίση με το $1.3h$, όπου h είναι το ύψος του τοιχώματος. Η ενεργή παραμόρφωση ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$), υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.27)$$

Όπου E_s είναι το μέτρο ελαστικότητας του οπλισμού, $a_e = E_s / E_{cm}$, και k_t ένας συντελεστής που εξαρτάται από την διάρκεια φόρτισης και λαμβάνει τιμές:

$$k_t = \begin{cases} 0.6, & \text{για βραχυχρόνια φόρτιση} \\ 0.4, & \text{για μακροχρόνια φόρτιση.} \end{cases}$$

Στη σχέση αυτή το $f_{ct,eff}$ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_{ct,eff} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (3.28)$$

Η τάση του χάλυβα σε ένα ρηγματωμένο τμήμα σ_s προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_s = [a_e \times M_{sd} \times (d - x_c)] / I_{cr} \quad (3.29)$$

$$a_e = E_s / E_{cm} \quad (3.30)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_{p1}}{A_{c,eff}} \quad (\text{Ο ενεργός λόγος οπλισμού}) \quad (3.31)$$

Όπου A_s είναι το εμβαδόν διατομής του οπλισμού σε εφελκυσμό.

Για προεντεταμένο σκυρόδεμα A_{p1} είναι το εμβαδό των τενόντων εντός του $A_{c,eff}$ και ξ_1 είναι ο ανοιγμένος λόγος αντοχών σε συνάφεια:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\varphi_s}{\varphi_p}} \quad (3.32)$$

όπου το φ , είναι η μέγιστη χρησιμοποιούμενη διάμετρος οπλισμού, το φ_s είναι η ισοδύναμη διάμετρος τένοντα και ξ ο λόγος αντοχών σε συνάφεια προεντεταμένου και χαλαρού οπλισμού.

Τέλος, το $A_{c,eff}$ είναι η ενεργή επιφάνεια του εφελκυσμένου σκυροδέματος. Γενικά, η ενεργή επιφάνεια είναι ίση με 25 φορές την απόσταση, από το πρόσωπο της εφελκυσμένης ζώνης, έως του κέντρου του A_s . Το ύψος όμως της ενεργής επιφάνειας δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από $(h - c) / 3$, όπου h είναι το ύψος της διατομής και c το βάθος της θλιβόμενης ζώνης.

3.8 Λεπτομέρειες Οπλισμού

Ελάχιστο εμβαδό κύριου οπλισμού

Το ελάχιστο εμβαδό του κύριου οπλισμού είναι:

$$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm} b_t d / f_{yk}, \text{ όχι όμως, λιγότερο από } 0.0013 b_t \times d \quad (3.33)$$

όπου f_{ctm} είναι η μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος

$$f_{ctm} = 0.26 f_{ck}^{2/3} \quad (3.34)$$

- Ελάχιστο εμβαδό δευτερεύοντος οπλισμού

Το ελάχιστο εμβαδό του δευτερεύοντος οπλισμού είναι $0.20 A_s$

- Οπλισμός απόσχισης

Το ελάχιστο εμβαδό του οπλισμού απόσχισης συνίσταται να λαμβάνεται το $0.60 A_s$, όχι όμως μικρότερο του $A_{s,min}$.

Οι αποστάσεις μεταξύ των ράβδων του οπλισμού απόσχισης ακολουθούν τους κανόνες του κύριου οπλισμού.

- Μέγιστο εμβαδό κύριου οπλισμού

Το μέγιστο εμβαδό του κύριου και του δευτερεύοντος οπλισμού, εκτός περιοχής ματισμάτων, είναι $A_{max} = 0.04 A_c$

- Ελάχιστη απόσταση ράβδων οπλισμού

Η ελάχιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των ράβδων οπλισμού θα πρέπει να είναι η μεγαλύτερη από τις παρακάτω διαστάσεις:

- της διαμέτρου της ράβδου
- της μέγιστης διάστασης των αδρανών + 5 mm,
- των 20 mm.
- Μέγιστη απόσταση ράβδων οπλισμού

Για τον προσδιορισμό της μέγιστης απόστασης των ράβδων θα εφαρμόζεται ο παρακάτω κανόνας:

- για κύριο οπλισμό: μέγιστη απόσταση = $3h$, αλλά όχι μεγαλύτερη από 400 mm.
- για δευτερεύοντα οπλισμό: μέγιστη απόσταση = $3.5h$, αλλά όχι μεγαλύτερη από 450 mm.
- Στις θέσεις των μέγιστων ροπών
 - για κύριο οπλισμό: μέγιστη απόσταση = $2h$, αλλά όχι μεγαλύτερη από 250 mm.
 - για δευτερεύοντα οπλισμό: μέγιστη απόσταση = $3h$, αλλά όχι μεγαλύτερη από 400 mm

Οπλισμός ακραίων στηριγμάτων

Οι διατομές στα ακραία ελεύθερα στηρίγματα θα πρέπει να σχεδιάζονται για ροπή μεγαλύτερη ή ίση του 25% της μέγιστης ροπής του ανοίγματος

Πίνακας 3.2: Μέγιστες διαμέτροι και αποστάσεις ράβδων οπλισμού για περιορισμό ρηγματώσεως σε αναλογία με το εύρος ρωγμής w_k κατά τον EC2.

Τάση Χάλυβα [MPa]	Εύρος Ρωγμής w_k					
	Μέγιστη διάμετρος ράβδων [mm]			Μέγιστη απόσταση ράβδων [mm]		
	$w_k = 0.40$	$w_k = 0.30$	$w_k = 0.20$	$w_k = 0.40$	$w_k = 0.30$	$w_k = 0.20$
160	40	32	25	300	300	200
200	32	25	16	300	250	150
240	20	16	12	250	200	100
280	16	12	8	200	150	50
320	12	10	6	150	100	-
360	10	8	5	100	50	-
400	8	6	4			
450	6	5	-			

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΔΑΤΟΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

4.1 Γενικά στοιχεία του έργου

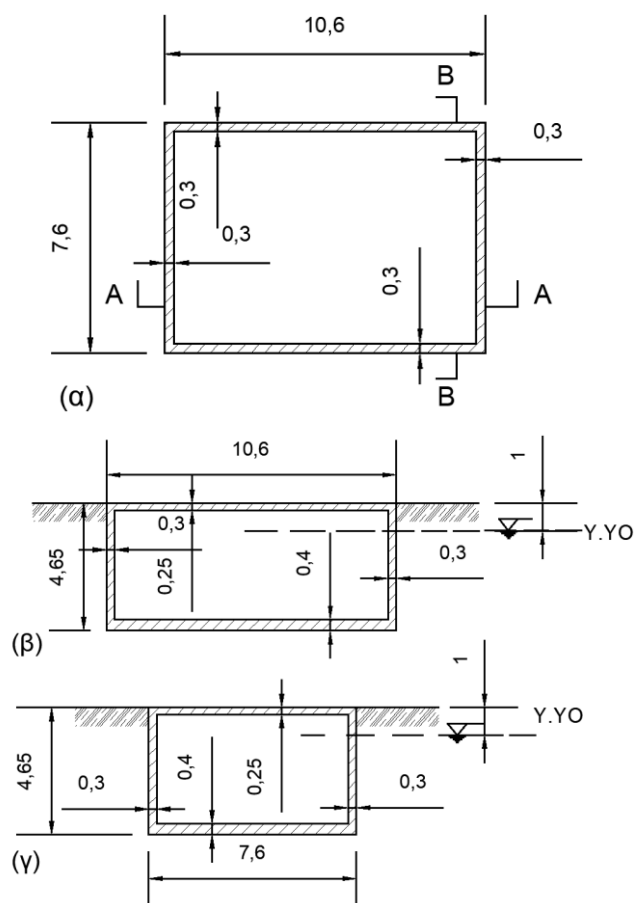
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η ανάλυση και ο σχεδιασμός μιας υπόγειας υδατοδεξαμενής από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζοντας τους Ευρωκώδικες. Το δομικό σύστημα της δεξαμενής αποτελείται από τέσσερα κατακόρυφα τοιχεία, μια πλάκα βάσης και μια πλάκα οροφής με άνοιγμα. Τα στοιχεία αυτά είναι μονολιθικά σκυροδετημένα και συνθέτουν μια δεξαμενή μορφής ορθογωνίου παραλληλεπίπεδου. Οι διαστάσεις των στοιχείων επιλέχθηκαν δοκιμαστικά με βάση όσα εκτέθηκαν στα Κεφάλαια 1 και 2 της παρούσας εργασίας. Η ποιότητα του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί είναι C30/37 και του χάλυβα B500c. Τό πάχος επικάλυψης, για τις συνθήκες περιβάλλοντος που αντιστοιχούν στην θέση του έργου και για το είδος του έργου, εκτιμήθηκε ίσο με 40 mm (ονομαστική επικάλυψη). Η κατασκευή θα θεμελιωθεί σε μία επίπεδη στάθμη εδάφους βάθους 4.65 m από την επιφάνεια του εδάφους. Για την κατασκευή του έργου θα γίνει εκσκαφή του εδάφους μέχρι την στάθμη θεμελίωσης. Οι διαστάσεις της κάτοψης εκσκαφής θα είναι τέτοιες ώστε να επιτρέπουν τόσο τις κατασκευαστικές εργασίες της δεξαμενής, όσο και τις εργασίες υποβιβασμού του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα που πρέπει να γίνει πριν την κατασκευή. Ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας είναι σε απόσταση 1 m από την οριζόντια επιφάνεια του φυσικού εδάφους και θα πρέπει να υποβιβασθεί κάτω από την στάθμη θεμελίωσης μέχρι την ολοκλήρωση του έργου.

Ο οπλισμός των στοιχείων της δεξαμενής θα υπολογισθεί από την ικανοποίηση των απαιτήσεων οριακής κατάστασης λειτουργικότητας της κατασκευής, και στην συνέχεια θα ελεγχθεί η ικανοποίηση των απαιτήσεων οριακής αντοχής. Οι απαιτήσεις οριακής αντοχής λειτουργικότητας των ευρωκωδίκων αφορούν το εύρος ρωγμών που θα σχηματισθούν στα δομικά στοιχεία και την μέγιστη εγκάρσια μετατόπισή τους (deflection). Το εύρος ρωγμών και η εγκάρσια μετατόπιση δεν θα πρέπει να υπερβαίνουν τις οριακές τιμές που ορίζουν οι Ευρωκώδικες. Ως δοκιμαστικός οπλισμός των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής παίρνονται Φ20/15 (κατακόρυφοι ράβδοι) και Φ16/15 (οριζόντιοι ράβδοι). Ο δοκιμαστικός αυτός οπλισμός θα ελεγχθεί αν ικανοποιεί τις απαιτήσεις λειτουργικότητας των στοιχείων, και αν χρειασθεί, θα τροποποιηθεί ανάλογα. Ως δοκιμαστικός οπλισμός της πλάκας βάσης λαμβάνεται Φ25/15 και Φ16/15. Μετά την διαπίστωση ότι ικανοποιούνται οι απαιτήσεις λειτουργικότητα, θα γίνει έλεγχος ικανοποίησης των απαιτήσεων αντοχής των δομικών στοιχείων. Οι απαιτήσεις αντοχής που εξετάζονται είναι σε κάμψη και διάτμηση.

Η γεωμετρία του δομικού συστήματος της δεξαμενής δείχνεται στο σχήμα 4.1

Η ανάλυση που θα γίνει παρακάτω περιλαμβάνει :

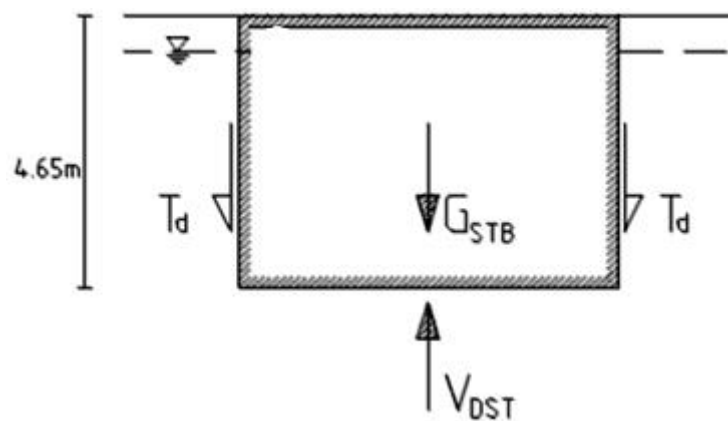
- Έλεγχος ευστάθειας κατασκευής
- Υπολογισμός φορτίων κατασκευής
 - Εξωτερικά φορτία για την οριακή κατάσταση αντοχής
 - Εξωτερικά φορτία για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
 - Εσωτερικά φορτία για την οριακή κατάσταση αντοχής
 - Εσωτερικά φορτία για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- Στατική ανάλυση κατασκευής
 - Καμπτικές ροπές τοιχίων και πλάκας για οριακή κατάσταση αντοχής
 - Καμπτικές ροπές τοιχείων και πλάκας για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- Έλεγχοι οριακής κατάστασης λειτουργικότητας και Αντοχής



Σχήμα 4.1 Δομικό σύστημα δεξαμενής (α) η κάτοψη (β) τομή A-A (γ) τομή B-B

4.2 Έλεγχος ευστάθειας

Η ευστάθειας της υδατοδεξαμενής θα εξετασθή για την οριακή κατάσταση άνωσης (UPL) σύμφωνα με τον EN 1997-1.



Σχήμα 4.2 Δυνάμεις στην κατασκευή στην Οριακή Κατάσταση Ανύψωσης

Ο έλεγχος ευστάθειας της υδατοδεξαμενής έναντι της άνωσης θα γίνει με την Εξίσωση 2.8 του EN 1997-1 :

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (4.1)$$

όπου

- $V_{dst,d}$ = δύναμη άνωσης
- $G_{stb,d}$ = ίδιο βάρος κατασκευής
- R_d = επιπρόσθετη αντίσταση στην άνωση

Το βάρος της κατασκευής θα υπολογισθεί θεωρώντας το ειδικό βάρος του σπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3 . Οι διαστάσεις της κατασκευής σκυροδέματος δείχνονται στο σχήμα 4.1

Τα βάρη των στοιχείων της κατασκευής είναι:

$$\text{Βάση: } 25 \times (10.6 \times 7.6 \times 0.4) = 805.6 \text{ kN}$$

$$\text{Τοιχώματα: } 2 \times 25 \times (10.6 \times 4.0 \times 0.3) = 636.0 \text{ kN}$$

$$3 \times 25 \times (7 \times 4.0 \times 0.3) = 420.0 \text{ kN}$$

$$\text{Οροφή: } 25 \times (10.6 \times 7.6 \times 0.25) = 503.5 \text{ kN}$$

$$\text{Σύνολο} = 2365.1 \text{ kN}$$

Άρα το βάρος της κατασκευής είναι $G_{\text{stb,d}} = 2365.1 \text{ kN}$

Για τον υπολογισμό της δύναμης τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους επίχωσης, που αντιστέκεται στην άνωση, θα πρέπει να υπολογισθούν οι ωθήσεις της εδαφικής επίχωσης πάνω στον τοίχο. Πρώτα θα πρέπει να υπολογισθούν οι κατακόρυφες εδαφικές τάσεις του εδάφους. Οι τάσεις αυτές θα υπολογισθούν για ειδικό βάρος εδάφους $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ και για ειδικό βάρος υπό άνωση $\gamma' = \gamma - \gamma_w = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$. Η χαρακτηριστική γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους επίχωσης θα θεωρηθεί $\varphi'_k = 30^\circ$.

Κατακόρυφες εδαφικές τάσεις:

$$\sigma_v(z = 0\text{m}) = 18 \times 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v(z = 1\text{m}) = 18 \times 1 = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v(z = 4.65\text{m}) = 18 \times 1 + 3.65 \times 8 = 47.2 \text{ kN/m}^2$$

Οριζόντιες εδαφικές τάσεις για την Οριακή Κατάσταση Αντοχής:

Χαρακτηριστική γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους: $\varphi'_k = 30^\circ$

Συντελεστής υλικού για STR: $\gamma_k = 1.25$

Γωνία εσωτερικής τριβής για σχεδιασμό:

$$\varphi'_d = \tan^{-1}\left(\tan\left(\frac{\varphi'_k}{\gamma_k}\right)\right) = 24,7^\circ \quad (4.2)$$

Συντελεστής ωθήσεων ηρεμίας για σχεδιασμό:

$$K_o = 1 - \sin(\varphi'_d) = 1 - \sin(24.7^\circ) = 0.58 \quad (4.3)$$

Ωθήσεις:

$$\sigma_h(z = 0 \text{ m}) = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h(z = 1\text{m}) = 18 \times 0.58 = 10.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h(z = 3.65\text{m}) = 47.2 \times 0.58 = 27.3 \text{ kN/m}^2$$

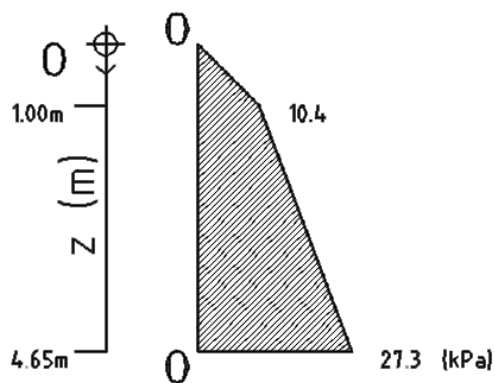
Το διάγραμμα των εδαφικών ωθήσεων ηρεμίας για την Οριακή Κατάσταση Αντοχής (ΟΚΑ) εμφανίζεται στο σχήμα 4.2

Ο υπολογισμός των τάσεων τριβής πάνω στο τοίχο θα γίνει για γωνία τριβής εδάφους-τοίχου:

$$\delta_d = \frac{2}{3} \varphi'_d = \frac{2}{3} 24.7 = 16.3^\circ \quad (4.4)$$

και για συντελεστής τριβής τοίχου- εδάφους:

$$\mu_d = \tan(\delta_d) = \tan(16.3^\circ) = 0.29$$



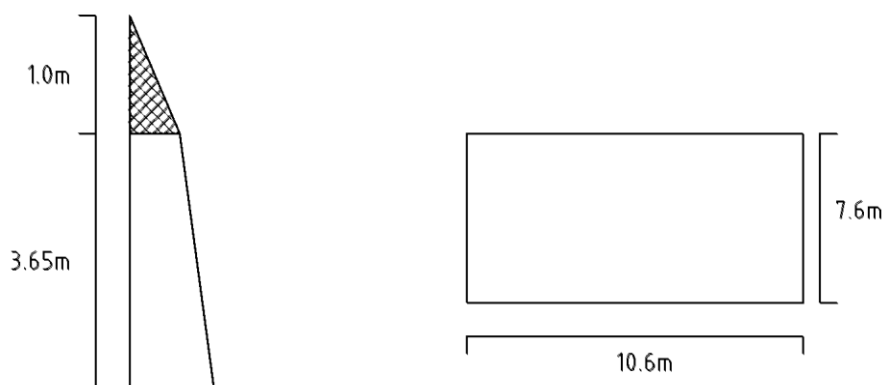
Σχήμα 4.3 Εδαφικές ωθήσεις για STR

Υπολογισμός τάσεων τριβής πάνω στον τοίχο:

$$\tau(z=1) = 0.29 \times 10.44 = 3.01 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau(z=3.65) = 0.29 \times 27.4 = 7.95 \text{ kN/m}^2$$

Το διάγραμμα τάσεων τριβής στα κατακόρυφα τοιχία του τοίχου δείχνονται στο σχήμα 4.3



Σχήμα 4.4 Οι τάσεις τριβής στα τοιχία της δεξαμενής κατά την ανύψωση

Η ολική δύναμη τριβής όταν ο τοίχος ανυψώνεται είναι (όγκος στερεού τάσεων τριβής):

$$R_d = T_d = 0.5 \times 3.01 \times [10.6 \times 2 + 7.6 \times 2] \times 1 + 0.5 \times (3.01 + 7.95) \times [10.6 \times 2 + 7.6 \times 2] \times 3.65 = 722 \text{ kN}$$

Ισχύει

$$V_{dst} \leq G_{stb,d} + R_d \Leftrightarrow 2940 \leq 2365 + 722 \Leftrightarrow 2940 \leq 3087 \text{ kN OK! } \checkmark$$

Άρα, υπάρχει ευστάθεια της υδατοδεξαμενής έναντι ανύψωσης.

4.2 Υπολογισμός φορτίων δεξαμενής

4.2.1 Εξωτερικά φορτία για STR

Τα εξωτερικά φορτία πάνω στον τοίχο προέρχονται από το ίδιο βάρος του εδάφους επίχωσης, από το υπόγειο νερό και από το φορτίο επιφόρτισης του εδάφους. Όπως προαναφέρθηκε, το ειδικό βάρος του εδάφους λαμβάνεται $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ και υπό άνωση $\gamma' = \gamma - \gamma_w = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$. Η χαρακτηριστική γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους επίχωσης θεωρείται $\varphi'_k = 30^\circ$. Η επιφόρτιση του εδάφους λαμβάνεται να είναι ένα κινητό φορτίο ίσο με $q = 10 \text{ kPa}$, που αντιστοιχεί σε φορτίο οχημάτων. Για την STR, λαμβάνοντας $\gamma_{\varphi'} = 1.0$, η γωνία εσωτερικής τριβής είναι:

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan(\frac{\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}})) = 30^\circ.$$

Επομένως, ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων ηρεμίας είναι:

$$K_o = 1 - \sin(\varphi'_d) = 1 - \sin(30^\circ) = 0.50$$

Για την STR, οι μερικοί συντελεστές που θα χρησιμοποιηθούν για τα φορτία είναι:

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1.35, \gamma_{G,\text{inf}} = 1.00, \gamma_Q = 1.50.$$

Οι πλευρικές ωθήσεις από ίδιο βάρος εδάφους, από υδροστατική πίεση νερού και από κινητή επιφόρτιση είναι:

Για $z = 0$ m:

$$\sigma_{h,soil} = 0$$

$$\sigma_{g/water} = 0$$

$$\sigma_{h,q} = 0$$

Για $z = 1.00$ m:

$$\sigma_{h,soil} = 0.50 \times (1.35 \times 18) \times 1.00 = 12.2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{g/water} = 0$$

$$\sigma_{h,q} = 0.50 \times (1.50 \times 10) = 7.5 \text{ kPa}$$

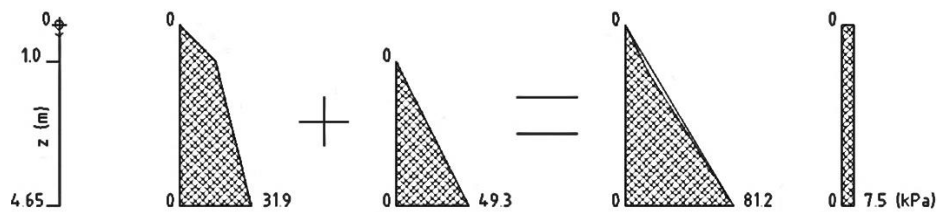
Για $z = 4.65$ m:

$$\sigma_{h,soil} = 12.2 + 0.50 \times [1.35 \times (18 - 10)] \times 3.65 = 31.9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{g/water} = (1.35 \times 10) \times 3.65 = 49.3 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h,q} = 7.5 \text{ kPa}$$

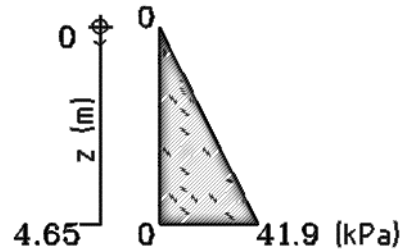
Τα διαγράμματα εδαφικών ωθήσεων για τα τις περιπτώσεις αυτές και η επαλληλία τους δείχνεται στο σχήμα 4.5



Σχήμα 4.5 Οι εδαφικές ωθήσεις και η εξωτερική υδροστατική πίεση πάνω στα τοιχία (STR)

Ένα διάγραμμα που θα χρειασθεί παρακάτω στην απλοποιημένη ανάλυση που θα γίνει είναι αυτό που δείχνεται στο σχήμα 4.6. Το διάγραμμα αυτό αντιστοιχεί εδαφική ώθηση που μπορούν να δεχθούν τα κατακόρυφα τοιχεία. Η τιμή της τάσης αυτής στην στάθμη θεμελίωσης ($z = 4.65\text{m}$) είναι:

$$\sigma_{h,\text{soil}} = 0.50 \times (1.00 \times 18) \times 4.65 = 41.9\text{kPa}$$



Σχήμα 4.6 Οι ελάχιστες εδαφικές ωθήσεις στα τοιχεία

4.2.2 Εξωτερικά φορτία για SLS

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι μερικοί συντελεστές φορτίων που θα χρησιμοποιηθούν είναι:

$$\gamma_G = 1.0, \gamma_Q = 1.00, \gamma_{\phi'} = 1.00.$$

Ο συντελεστής εδαφικών ωθήσεων ηρεμίας είναι:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi'_k) = 1 - \sin(30^\circ) = 0.50.$$

Οι πλευρικές ωθήσεις από ίδιο βάρος εδάφους, από υδροστατική πίεση νερού και από κινητή επιφόρτιση είναι:

Για $z = 0\text{ m}$:

$$\sigma_{h,\text{soil}} = 0$$

$$\sigma_{h,q} = 0$$

Για $z = 1.00\text{ m}$:

$$\sigma_{h,\text{soil}} = 0.50 \times (1.00 \times 18) \times 1.00 = 9\text{ kPa}$$

$$\sigma_{g/\text{water}} = 0$$

$$\sigma_{h,q} = 0.50 \times (1.00 \times 10) = 5\text{ kPa}$$

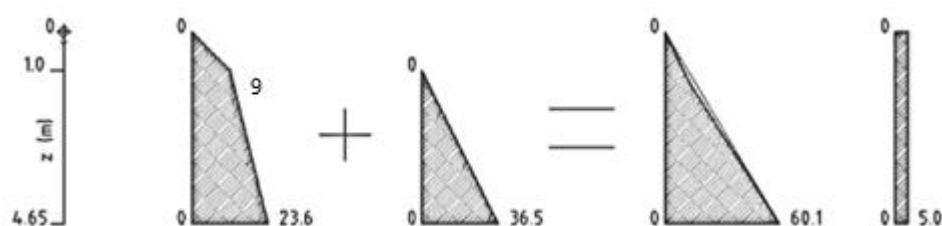
Για $z = 4.65 \text{ m}$:

$$\sigma_{h,\text{soil}} = 9 + 0.50 \times [1.00 \times (18 - 10)] \times 3.65 = 23.6 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{g/\text{water}} = (1.00 \times 10) \times 3.65 = 36.5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h,q} = 5 \text{ kPa}$$

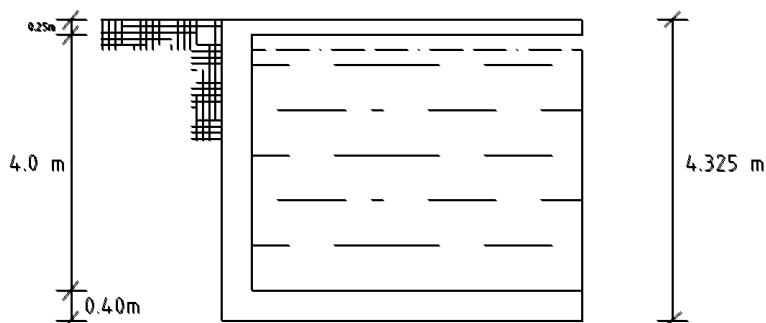
Τα διαγράμματα εδαφικών ωθήσεων για τα τις περιπτώσεις αυτές και η επαλληλία τους δείχνεται στο σχήμα 4.7



Σχήμα 4.7 Οι εδαφικές ωθήσεις και η εξωτερική υδροστατική πίεση πάνω στα τοιχεία (LTS)

4.2.3 Εσωτερικά φορτία για STR

Τα εσωτερικά φορτία της δεξαμενής προέρχονται από τις υδροστατικές πιέσεις του νερού στα τοιχεία. Ο προσδιορισμός των υδροστατικών πιέσεων στα τοιχώματα της δεξαμενής για την οριακή κατάσταση αντοχής (STR) γίνεται σύμφωνα με τον EN 1994-1.



Σχήμα 4.8 Τομή της δεξαμενής στην κατάσταση λειτουργίας

Για την οριακή κατάσταση οριακής κατάστασης αντοχής (STR) οι μερικοί συντελεστές φορτίων είναι:

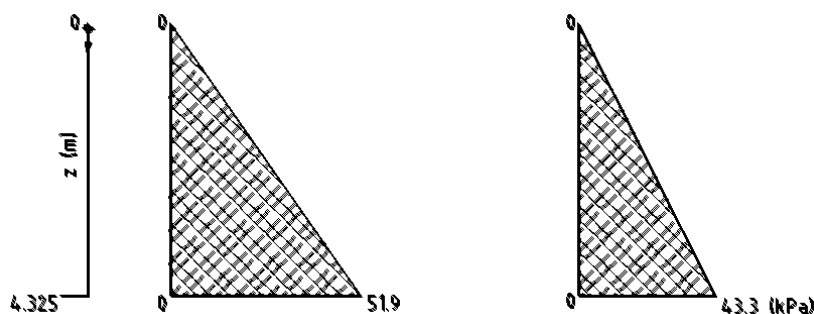
$$\text{Σε συνθήκες λειτουργίας: } \gamma_F = 1.20$$

$$\text{Στην συνθήκες δοκιμής: } \gamma_F = 1.00$$

Οι υδροστατικές πιέσεις θεωρούνται ότι ξεκινούν από την στάθμη του φυσικού εδάφους. Οι πιέσεις αυτές μεταβάλλονται γραμμικά, με μέγιστη τιμή στην στάθμη $z=4.325\text{m}$, όπου:

$$\text{Σε συνθήκες λειτουργίας: } \sigma_{\text{water}} = (1.20 \times 10) \times 4.325 = 51.9 \text{ kPa}$$

$$\text{Σε συνθήκες δοκιμής: } \sigma_{\text{water}} = (1.00 \times 10) \times 4.325 = 43.3 \text{ kPa}$$



Σχήμα 4.9 Οι υδροστατικές πιέσεις σε λειτουργία και σε δοκιμή (STR)

4.2.4 Εσωτερικά φορτία για LTS

Το διάγραμμα των υδροστατικών πιέσεων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS) υπολογίζεται για μερικό συντελεστή δράσεων $\gamma_F = 1.00$. Το διάγραμμα που προκύπτει είναι το ίδιο με το δεύτερο διάγραμμα του σχήματος 4.9.

4.3 Στατική ανάλυση

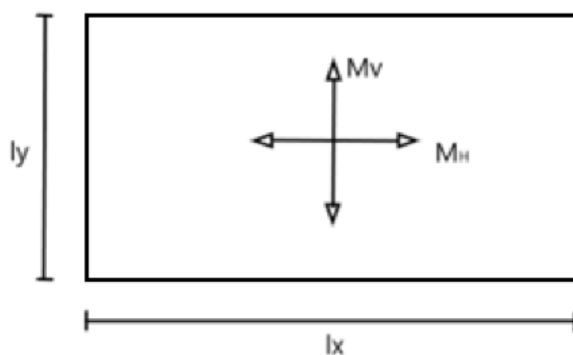
4.3.1 Απλοποίηση του δομικού συστήματος

Η στατική ανάλυση του δομικού συστήματος θα γίνει με μια απλοποιημένη προσέγγιση, στην οποία τα κατακόρυφα τοιχεία θεωρούνται ως ορθογώνιες πλάκες πακτωμένες περιμετρικά, η δε πλάκα της βάσης, ως μερικώς πακτωμένη περιμετρικά στα τοιχώματα. Για την πλάκα βάσης, η ροπή μερικής πάκτωσης θα προκύψει ως εξής: καταρχήν, βρίσκεται το διάγραμμα ροπών της πλάκας βάσης για συνθήκες απλής περιμετρικής έδρασης. Στην συνέχεια, βρίσκεται η ροπή των κατακόρυφων πλακών (τοιχίων) στην σύνδεσή τους με την πλάκα βάσης, για πακτωμένη περιμετρικά έδραση και για φορτίο ίσο με την ελάχιστη εξωτερική εδαφική ώθηση που μπορούν να δεχθούν.

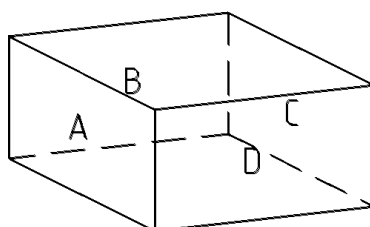
Στις δύο διευθύνσεις της πλάκας βάσης, το διάγραμμα ροπών στις κρίσιμες λωρίδες της προκύπτει με ‘μετακίνηση’ του αντίστοιχου διαγράμματος της για πλευρική έδραση, στην μία πλευρά της λωρίδας. Η ‘μετακίνηση’ αυτή είναι ίση με την ροπή που υπολογίζεται στη βάση του τοιχίου που συνδέεται με την πλάκα για την ελάχιστη εξωτερική εδαφική ώθησή του τοιχίου. Ουσιαστικά, μια λωρίδα της πλάκα βάσης θεωρείται ως μια μονόπακτη δοκός.

Οι ροπές κάμψης των πλακών, τόσο της βάσης όσο και των τοιχείων, θα προκύψουν από πίνακες που βρίσκονται στην βιβλιογραφία. Για την δεξαμενή που μελετάται, τέτοιοι πίνακες έχουν συμπεριληφθεί σε σχετικό παράρτημα της παρούσας εργασίας (από Beton Kalender 1984). Στα παραπάνω στοιχεία, οι αναλύσεις θα γίνουν για την οριακή κατάσταση αντοχής και την οριακή κατάσταση λειτουργίας για τις φορτίσεις που προσδιορίστηκαν παραπάνω. Όπως προαναφέρθηκε, τα τοιχεία θεωρούνται σαν πλάκες δύο διευθύνσεων με πακτωμένα στηρίγματα στις 4 πλευρές τους. Οι ισοδύναμες διαστάσεις των πλακών μετρούνται από την κεντρική γραμμή των στοιχείων στήριξης. Για τις ροπές των πλακών, χρησιμοποιούνται τα παρακάτω σύμβολα και σύμβαση πρόσημων:

- M_V : διεύθυνση κατακόρυφου ανοίγματος.
- M_H : διεύθυνση οριζοντίου ανοίγματος.
- $+M$: ένταση στην αφόρτιστη επιφάνεια (άνοιγμα)
- $-M$: ένταση στην φορτισμένη επιφάνεια (στήριγμα)



Σχήμα 4.10 Σύμβολα και σύμβαση πρόσημων για ροπές πλακών



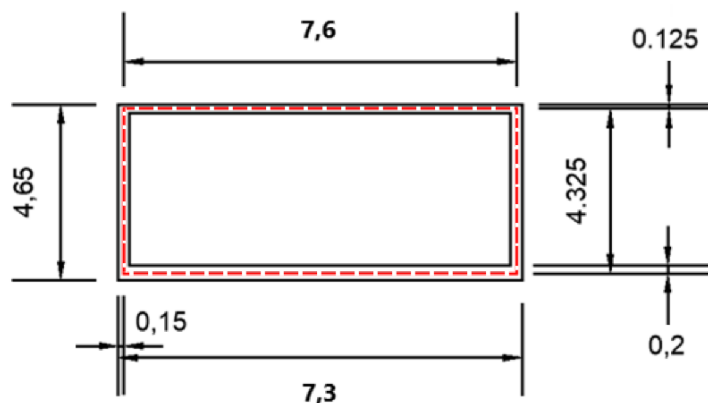
Σχήμα 4.11 Τα τοιχεία A, B, C, D του δομικού συστήματος

4.3.2 Καμπτικές ροπές τοιχείων A και C για STR και LTS

Οι ισοδύναμες διαστάσεις των πλακών αυτών είναι:

$$l_x = 7.6 - 0.15 - 0.15 = 7.30 \text{ m}$$

$$l_y = 4.65 - 0.125 - 0.125 = 4.325$$

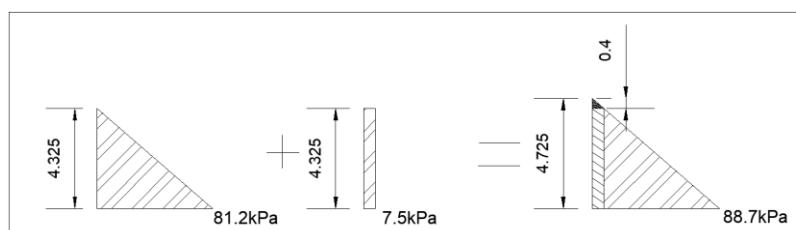


Σχήμα 4.12 Η πλάκα των τοιχείων A και C

Για την οριακή κατάσταση αντοχής, οι εδαφικές πιέσεις από ίδιο βάρος και επιφόρτιση συνδυάζονται με τις υδροστατικές πιέσεις σε μία τριγωνική φόρτιση σε ένα ύψος πλάκας επαυξημένο κατά Δs (Σχήμα 4.13):

$$\Delta s = 7,5 \times \frac{4,325}{81,2} = 0.3940 \cong 0.40 \text{ m}$$

Ισοδύναμο ύψος: $4.325 + 0.40 = 4.725 \text{ m}$



Σχήμα 4.13 Η απλοποιημένη τριγωνική φόρτιση και το επαυξημένο ύψος των πλακών A, C (STR)

Οι ροπές υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τους σχετικούς πίνακες του παραρτήματος για τριγωνική φόρτιση για λόγων πλευρών

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{7.30}{4.725} = 1.54 \cong 1.50$$

Για τον λόγο αυτόν, με γραμμική παρεμβολή προκύπτουν οι παρακάτω ροπές:

$$-M_{v\text{btm}} = \frac{P1 \times lx^2}{C1} = \frac{88.7 \times 4.725^2}{21.66} = 91.44 \text{ kNm/m}$$

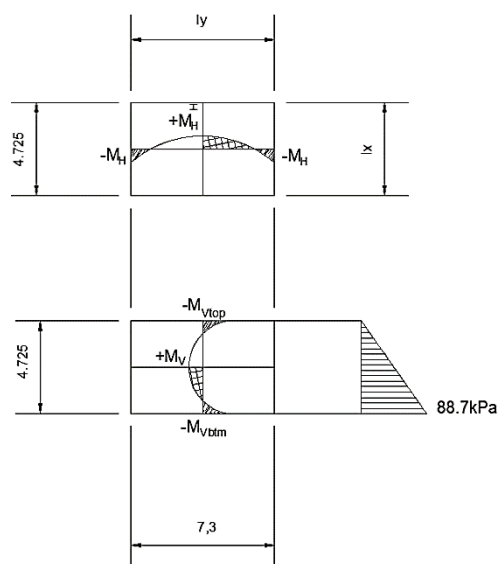
$$-M_{v\text{top}} = \frac{P1 \times lx^2}{C2} = \frac{88.7 \times 4.725^2}{33.68} = 58.80 \text{ kNm/m}$$

$$+M_v = \frac{P1 \times lx^2}{C3} = \frac{88.7 \times 4.725^2}{56.05} = 35.33 \text{ kNm/m}$$

$$-M_H = \frac{P1 \times ly^2}{C4} = \frac{88.7 \times 7.3^2}{33.8} = 58.59 \text{ kNm/m}$$

$$+M_H = \frac{P1 \times ly^2}{C5} = \frac{88.7 \times 7.3^2}{184.57} = 10.73 \text{ kNm/m}$$

Οι ροπές αυτές δείχνονται στο Σχήμα 4.14

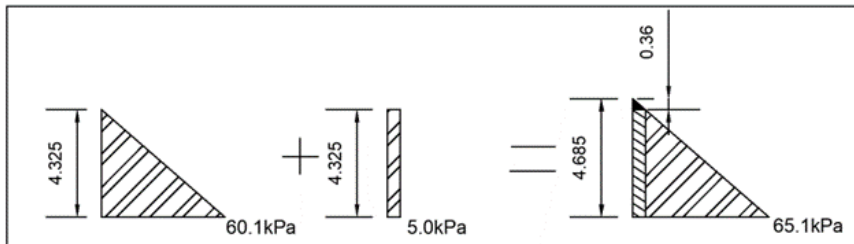


Σχήμα 4.14 Οι καμπτικές ροπές στην πλάκες A και C (STR)

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, όπως προηγούμενα, οι εδαφικές πιέσεις από ίδιο βάρος και επιφόρτιση συνδυάζονται με τις υδροστατικές πιέσεις σε μία τριγωνική φόρτιση σε ένα ύψος πλάκας επαυξημένο κατά Δs (σχήμα 4.15):

$$\Delta s = 5.0 \times \frac{4,325}{60.1} = 0.36$$

Ισοδύναμο ύψος: $4.325 + 0.36 = 4.685 \text{ m}$



Σχήμα 4.15 Η απλοποιημένη τριγωνική φόρτιση και το επαυξημένο ύψος των πλακών A,C (LTS)

Οι καμπτικές ροπές είναι:

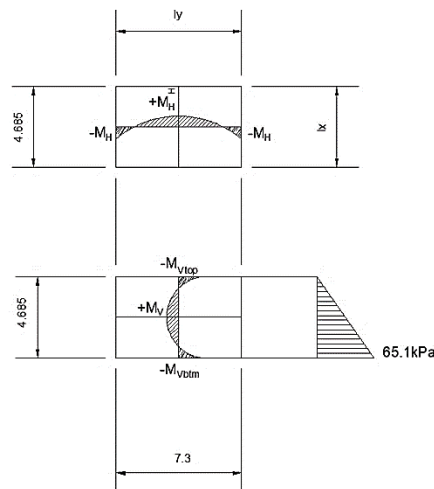
$$-M_{vbtm} = \frac{P1 \times lx^2}{C1} = \frac{65.1 \times 4.93^2}{21.66} = 67.11 \text{ kNm/m}$$

$$-M_{vtop} = \frac{P1 \times lx^2}{C2} = \frac{65.1 \times 4.93^2}{33.68} = 43.16 \text{ kNm/m}$$

$$+M_v = \frac{P1 \times lx^2}{C3} = \frac{65.1 \times 4.93^2}{56.05} = 25.93 \text{ kNm/m}$$

$$-M_H = \frac{P1 \times ly^2}{C4} = \frac{65.1 \times 7.3^2}{33.8} = 102.64 \text{ kNm/m}$$

$$+M_H = \frac{P1 \times ly^2}{C5} = \frac{65.1 \times 7.3^2}{184.57} = 18.80 \text{ kNm/m}$$



Σχήμα 4.16 Οι καμπτικές ροπές στην πλάκες A και C (LTS)

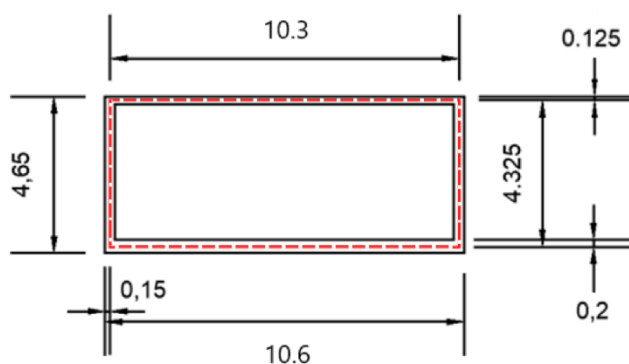
Οι ροπές αυτές δείχνονται στο σχήμα 4.16

4.3.3 Καμπτικές ροπές τοιχείων Β και D για STR και LTS

Οι ισοδύναμες διαστάσεις των πλακών αυτών είναι

$$L_x = 10.6 - 0.15 - 0.15 = 10.30 \text{ m}$$

$$L_y = 4.65 - 0.125 - 0.125 = 4.325 \text{ m}$$



Σχήμα 4.17 Η πλάκα των τοιχείων Β και D

Οι καμπτικές ροπές είναι:

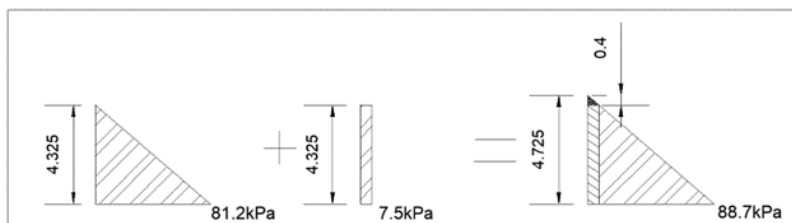
$$-M_{vbtm} = \frac{P1 \times lx^2}{C1} = \frac{65.1 \times 4.93^2}{19.53} = 99.69 \text{ kNm/m}$$

$$-M_{vtop} = \frac{P1 \times lx^2}{C2} = \frac{65.1 \times 4.93^2}{28.89} = 67.39 \text{ kNm/m}$$

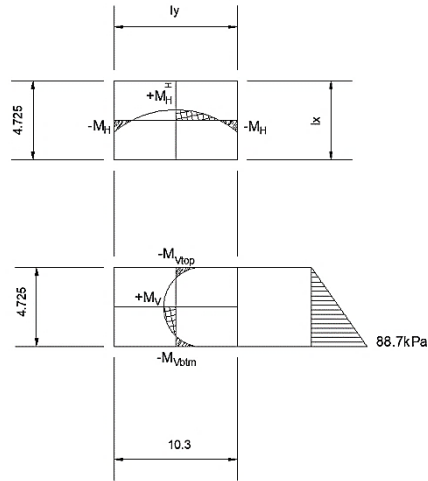
$$+M_v = \frac{P1 \times lx^2}{C3} = \frac{65.1 \times 4.93^2}{45.01} = 43.25 \text{ kNm/m}$$

$$-M_H = \frac{P1 \times ly^2}{C4} = \frac{65.1 \times 7.3^2}{33.8} = 57.60 \text{ kNm/m}$$

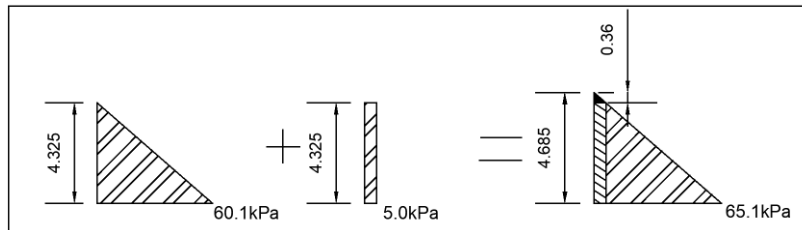
$$+M_H = \frac{P1 \times ly^2}{C5} = \frac{65.1 \times 7.3^2}{225.54} = 8.63 \text{ kNm/m}$$



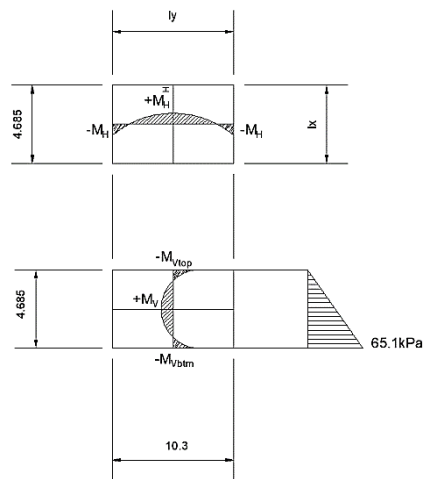
Σχήμα 4.18 Η απλοποιημένη τριγωνική φόρτιση και το επαυξημένο ύψος των πλακών Α, C (STR)



Σχήμα 4.19 Οι καμπτικές ροπές στις πλάκες B και D (STR)



Σχήμα 4.20 Η απλοποιημένη τριγωνική φόρτιση και το επαυξημένο ύψος των πλακών B,D (LTS)



Σχήμα 4.21 Οι καμπτικές ροπές στις πλάκες B και D (LTR)

Συνολικά οι υπολογισμοί παραθέτονται στη μορφή του παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.1 Αποτελέσματα υπολογισμών ωθήσεων στα τοιχώματα.

EFFECT	A (=C)		B (=D)		
	ULS	SLS	ULS	SLS	
-MVbtm	91,44	67,11	99,69	73,17	kNm/m
-MVtop	58,80	43,16	67,39	49,46	
+MV	35,33	25,93	43,25	31,74	
-MH	58,59	43,00	57,60	42,27	
+MH	10,73	7,87	8,63	6,34	

4.3.4 Καμπτικές ροπές πλάκας βάσης για STR και LTS

Η γεωμετρία της πλάκας βάσης και τα ισοδύναμα μήκη της δείχνονται στο σχήμα 4.21. Το εμβαδόν της πλάκας βάσης είναι: $10.6 \times 7.6 = 80.56\text{m}^2$. Το ίδιο βάρος της κατασκευής έχει υπολογισθεί προηγούμενα ίσο με 2365.1 kN. Συνεπώς, το έδαφος πιέζεται με ένα μόνιμο ομοιόμορφο φορτίο ίσο με

$$w = \frac{2365.1}{80.56} = 29.35 \text{ kPa}$$

Για την οριακή κατάσταση αντοχής (STR), οι μερικοί συντελεστές είναι:

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1.35, \gamma_Q = 1.50$$

Συνεπώς, η πίεση σχεδιασμού στο έδαφος είναι:

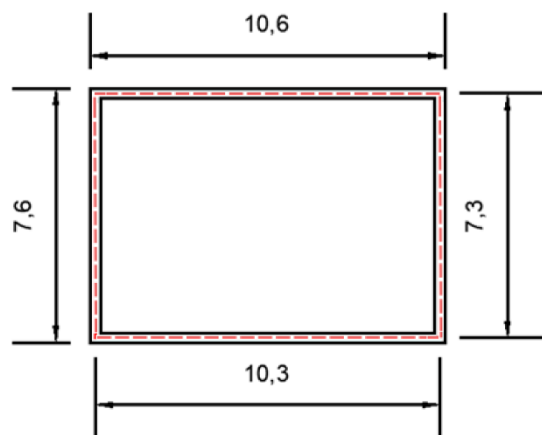
$$W_d = 1.35 \times 29.35 + 1.50 \times 0 = 31.52 \text{ kPa}$$

Αντίστοιχα, για την οριακή κατάσταση λειτουργίας (SLS), με μερικούς συντελεστές

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1.00, \gamma_Q = 1.00,$$

η πίεση στο έδαφος είναι

$$w_k = 1.00 \times 29.35 + 1.00 \times 0 = 29.35 \text{ kPa}$$



Σχήμα 4.21 Οι διαστάσεις της πλάκα βάσης και τα ισοδύναμα μήκη της

Τα ισοδύναμα μήκη της πλάκας βάσης και ο λόγος τους είναι

$$l_x = 7.3 \text{ m}, l_y = 10.3 \text{ m}, \frac{l_y}{l_x} = 1.41.$$

Οι ροπές θα υπολογισθούν από σχετικούς πίνακας, που βρίσκονται συνημμένοι στο παράρτημα της παρούσας εργασίας, για καθολική ομοιόμορφη φόρτιση της πλάκας που είναι ίση και αντίθετη με την πίεση εδάφους, για απλή έδραση περιμετρικά.

Για την Οριακή Κατάσταση Αντοχής (STR) με $w_d=31.52 \text{ kPa}$, οι καμπτικές ροπές είναι:

$$\text{Στην διεύθυνση της μικρής διάστασης: } M_{\max}=111.98 \text{ kN}$$

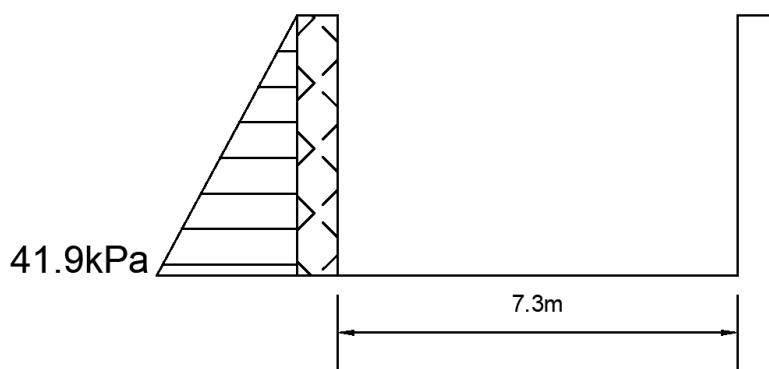
$$\text{Στην διεύθυνση της μεγάλης διάστασης: } M_{\max}=51.21 \text{ kN}$$

Για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργίας (STR) με $w_k=29.35 \text{ kPa}$, οι καμπτικές ροπές είναι:

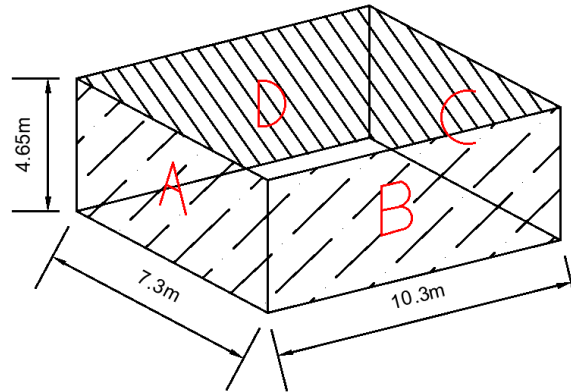
$$\text{Στην διεύθυνση της μικρής διάστασης: } M_{\max}=104.27 \text{ kN}$$

$$\text{Στην διεύθυνση της μεγάλης διάστασης: } M_{\max}=47.67 \text{ kN}$$

Η ροπή (μερικής) πάκτωσης της πλάκας στα περιμετρικά τοιχία βρίσκεται με την απλοποιημένη θεώρηση που συζητήθηκε προηγουμένα. Η ροπή αυτή θεωρείται ότι είναι ίση με αυτή που αναπτύσσεται στην βάση των τοιχίων για την ελάχιστη φόρτιση που μπορούν να δεχθούν κατά την διάρκεια της ζωής του έργου. Η φόρτιση αυτή υπολογίσθηκε παραπάνω και δείχνεται στο σχήμα



Σχήμα 4.22 Η ελάχιστη εδαφική φόρτιση στα κατακόρυφα τοιχία



Η ροπή πάκτωσης στην βάση των τοίχων A , C ($l_y/l_x = 1.60$) είναι

$$M_f = \frac{P \times l_x^2}{c} = \frac{41.9 \times 4.65^2}{21.5} = - 42.14 \text{ kPa}$$

Η ροπή πάκτωσης στην βάση των τοίχων B , ($l_y/l_x = 1.20$) είναι

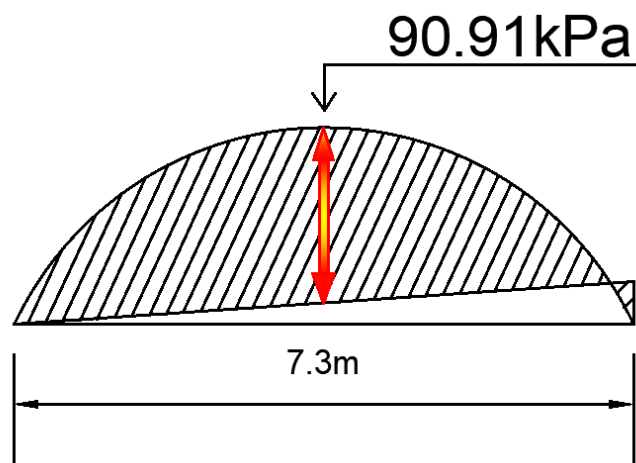
$$M_f = \frac{P \times l_x^2}{c} = \frac{41.9 \times 4.65^2}{19.53} = - 46.94 \text{ kPa}$$

Τα παραπάνω δύο μεγέθη πίεσης είναι ίδια για την οριακή κατάσταση αντοχής και λειτουργίας (STR & SLS αντίστοιχα). Στην συνέχεια, θα προσδιορισθεί η μέγιστη ροπή στο μέσο της πλάκας, θεωρώντας την δυσμενή περίπτωση να αναπτυχθεί η μερική πάκτωση μόνο στην μία πλευρά.

Για την οριακή κατάσταση αντοχής, η μέγιστη ροπή στην διεύθυνση της μικρής διάστασης της πλάκας είναι

$$M_{\max} = 111.98 + (- 46.94 / 2) = 90.91 \text{ kPa,}$$

και στην μικρή διεύθυνση $M_y = 51.21 + (- 46.84) = 4.37 \text{ kPa.}$



Σχήμα 4.23 Ο υπολογισμός της μέγιστης ροπής της πλάκας βάσης στην μικρή διεύθυνση (STR)

Αντίστοιχα, υπολογίζονται οι μέγιστες ροπές για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (LTS)Q

$$M_{\max} = 104.27 + (- 42.14 / 2) = 83.2 \text{ kPa}$$

$$M_{\max} = 47.68 + (- 46.84) = 0.84 \text{ kPa}$$

4.4 Έλεγχοι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας και αντοχής

4.4.1 Στοιχεία σκυροδέματος και οπλισμού

Στα κατακόρυφα τοιχία, οι έλεγχοι οριακής κατάστασης λειτουργικότητας και αντοχής θα γίνουν στα κατακόρυφα τοιχία της δεξαμενής στην θέση σύνδεσής τους με την πλάκα βάσης και στις θέσεις που συνδέονται μεταξύ τους, για την κρίσιμη κατάσταση που είναι άδεια. Το σκυρόδεμα είναι C30/37 και επομένως, οι αντοχές του και το μέτρο ελαστικότητας είναι:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ (κυλινδρική αντοχή)
- $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Θα γίνει ο υπολογισμός του συντελεστή ερπυσμού του σκυροδέματος για ηλικία στον χρόνο φόρτισης της δεξαμενής που εκτιμάται ίσος με $t_0 = 50$ μέρες. Είναι:

$$A_c = 2 \times 100 \times 300 = 60000 \text{ mm}^2 \text{ (διατομή σκυροδέματος)}$$

$$u = 200 \text{ mm (η περίμετρος των στοιχείων που εκτίθεται σε ξήρανση)}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 2 \times 60000 / 300 = 300 \text{ mm (ισοδύναμο πάχος στοιχείων)}$$

Απο τους σχετικούς πίνακες του Ευρωκώδικα 2 κεφ. 3 έχουμε:

$$\varphi(\infty, t_0 = 50 \text{ μέρες}) = 1.6$$

Επομένως το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας είναι:

$$E_{c,eff} = E_c / (1 + \varphi) = (1.05 \times 32) / (1 + 1.6) = 12.9 \text{ GPa}$$

Ο χάλυβας οπλισμού είναι B500c, επομένως

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad E_s = 200 \text{ GPa}$$

Το ελάχιστο όριο του οπλισμού των τοιχίων είναι:

$$A_{s,min} = 0.002 \times A_c = 0.002 \times 300 \times 1000 = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Το στατικό ύψος της πλάκας βάσης που έχει πάχος 400 mm , επικάλυψη 40 mm και κύριο οπλισμό Φ20 είναι

$$d_{\max} = 400 - 40 - 20/2 = 350 \text{ mm}$$

Το ελάχιστο όριο οπλισμού της πλάκας βάσης είναι:

$$A_{s,\text{base}} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b \times d = 0.26 \times (2.9 / 500) \times 1000 \times 350 = 527 \text{ mm}^2/\text{m}$$

4.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας κα αντοχής τοιχίων A, C

Το οριακό εύρος ρωγμής (επιτρεπόμενο) για τα τοιχία, με τα γεωμετρικά στοιχεία

$$h_o = 3.650 - 0.400 = 3250 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$h_o / h = 3250/300 = 10.83$$

από τον σχετικό πίνακα, με γραμμική παρεμβολή, προκύπτει

$$w_{k,\text{lim}} = 0.17 \text{ mm}$$

Ο έλεγχος του εύρους ρωγμής θα γίνει στην βάση των τοιχίων, όπου ενώνονται με την πλάκα βάσης. Για τα τοιχία A και C, η μέγιστη ροπή στην θέση αυτή είναι

$$M_{Ed} = 67.11 \text{ kPa}$$

Ο κατακόρυφος οπλισμός είναι Φ20/15 και ο οριζόντιος Φ16/15 . Για μια λωρίδα 1 m έχουμε τα παρακάτω στοιχεία :

$$A_s = 1000/150 \times 314 = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 40 - 16 - 20/2 = 234 \text{ mm}$$

$$n = E_s / E_{c,\text{eff}} = 200 / 129 = 15.5$$

$$A_{s,\text{eff}} = 2095 \times 15.5 = 32472.5 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 2095 / (1000 \times 234) = 0.009$$

$$k = 0.406$$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho \cdot k + (\rho \cdot k)^2} - \rho \cdot k$$

$$x = k \times d = 234 \times 0.406 = 95 \text{ mm}$$

$$j = 1 - k/3 = 0.86$$

Από τον σχετικό τύπο, με βάση τα παραπάνω στοιχεία, η τάση στον χάλυβα είναι

$$\sigma_s = f_s = M / (j \times d \times A_s) = 159 \text{ MPa}$$

Στην συνέχεια, θα γίνει ο προσδιορισμός της ποσότητας $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$. Για την ποσότητα αυτή, οι απαιτούμενες ποσότητες που υπεισέρχονται στον σχετικό τύπο είναι:

$$k_t = 0.4 \text{ (μακράς διάρκειας φόρτιση)}$$

$$f_{ct,eff} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = (300 - 95) / 3 = 68 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = 2095 / (68 \times 1000) = 0.031$$

$$a_e = n = 15.5$$

Επομένως

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [159 - 0.4 \times (2.9 / 0.031) \times (1 + 15.5 \times 0.031)] / 200000 = 0.00053$$

$$> 0.000453 = 0.6 \sigma_s / E_s$$

Στην συνέχεια θα γίνει ο προσδιορισμός του $s_{r,max}$. Οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον σχετικό τύπο είναι:

$$c = 40 + 16 = 56 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

Συνεπώς:

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times (\sigma_s / \rho_{p,eff}) = 3.4 \times 56 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times (2095 / 0.031) = 300 \text{ mm}$$

Το αναμενόμενο εύρος ρωγμής που θα σχηματισθεί στην θέση που εξετάζεται είναι:

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 300 \times 0.00053 = 0.16 \text{ mm} < 0.17 \text{ mm}$$

Συνεπώς

$$w_k = 0.16 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0.17 \text{ mm}$$

Στην θέση αυτή, το αναμενόμενο μέγιστο εύρος ρωγμής είναι μικρότερο από το αναμενόμενο!

Στην συνέχεια, θα ελεγχθεί, αν η τάσεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα των τοιχίων και στον χάλυβα οπλισμού στην θέση που εξετάζεται, είναι μικρότερος των ορίων που βάζει ο κανονισμός. Για το σκυρόδεμα, το όριο είναι:

$$k_2 \times f_{ck} = 0.5 \times 30 = 15 \text{ MPa}$$

Οι τάσεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα είναι:

$$f_c = (2 \times M) / (b \times d \times j \times k) = 5.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa, OK!}$$

Για το χάλυβα, το όριο είναι:

$$k_3 \times f_{yk} = 0.8 \times 500 = 400 \text{ MPa}$$

Οι τάσεις στον χάλυβα βρέθηκαν παραπάνω ίσες με 159 MPa. Συνεπώς:

$$f_s = 159 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa. OK!}$$

Στην συνέχεια θα γίνει ο έλεγχος για την εγκάρσια μετατόπιση των τοιχίων . Για τον υπολογισμό αυτό, οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον σχετικό τύπο είναι:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} = 0.00547$$

$$A_s = \Phi 20/15 = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 300 - 40 - 16 - 20/2 = 234 \text{ mm}$$

$$\rho' = 0$$

$$\rho = 2095 / (1000 \times 234) = 0,0089 > 0,00547$$

Συνεπώς, ο επιτρεπόμενος λόγος l/d είναι

$$\{l/d\}_{\text{allow}} = 1.3 [11 + 1.5 \times \sqrt{30} \times (0.0547 / 0.0089)] = 24.42$$

Για τα τοιχία που εξετάζονται, ο λόγος αυτός είναι

$$l/d = 435/0.234 = 18.4$$

Συνεπώς,

$$l/d = 18.4 < \{l/d\}_{\text{allow}} = 24.42, \text{ OK!}$$

Από τα παραπάνω προέκυψε ότι οι απαιτήσεις λειτουργικότητας στην θέση σύνδεσης των κατακόρυφων τοιχίων A και D ικανοποιούνται στο σύνολό τους!. Απομένει να ελεγχθεί, αν στη συγκεκριμένη θέση ικανοποιούνται οι απαιτήσεις οριακής αντοχής!

Στην θέση που εξετάζεται, η ροπή σχεδιασμού που αναπτύσσεται για την οριακή κατάσταση αντοχής είναι :

$$M_{Ed} = 91.44 \text{ MPa}$$

Ο υπάρχων οπλισμός αντοχής είναι:

$$A_s = \Phi 20/15 = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Η διατομή που εξετάζεται έχει τα παρακάτω στοιχεία:

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 40 - 16 - (20/2) = 234 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Επομένως, η αδιάστατη ροπή είναι

$$k = M / (b \times d^2 \times f_{ck}) = (91.44 \times 10^6) / (1000 \times 234^2 \times 30) = 0.056 < 0.169$$

Ο μοχλοβραχίονας είναι:

$$Z = (0.5 + \sqrt{(0.25 - k / 1.14)}) \times d = (0.5 + \sqrt{(0.25 - 0.056 / 1.14)}) \times 234 = 222 \text{ mm}$$

Επομένως, ο απαιτούμενος οπλισμός κάμψης είναι

$$A_{s,req} = M / (f_{yd} \times k) = M / [(1 / \gamma_s) \times f_{yk} \times z] = \\ (91.44 \times 10^6) / (0.87 \times 500 \times 222) = 947.55 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Ισχύει

$$A_{s,req} = 947.55 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s,prov} = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}, \text{ Οκ}$$

Για τον έλεγχο σε διάτμηση, θα εκτιμηθεί η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην θέση ελέγχου. Στην οριακή κατάσταση αντοχής, το συνολικό φορτίο στην λωρίδα του τοιχίου 1 m αντιστοιχεί σε ένα συγκεντρωμένο φορτίο ίσο με:

$$Q = 88.7 \times 0.5 \times 4.725 \times 1.0 / 2 = 188 \text{ kN/m}$$

Στην θέση που εξετάζεται, η διατμητική δύναμη σχεδιασμού θεωρείται ότι είναι ίση την αντίδραση της αμφιέριστης λωρίδας της πλάκας, που είναι ίση με

$$V_{Ed} = 2 \times 188 / 3 = 126 \text{ kN/m.}$$

Για την διατμητική αντοχή, οι παράμετροι που απαιτούνται είναι:

$$A_s = \Phi 20/15 = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / 234)} = 1.92$$

$$\rho_1 = 2095 / (1000 / 234) = 0.009 < 0.02$$

Η διατμητική αντοχή του τοιχίου στην θέση ελέγχου είναι:

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times 1.92 \times (100 \times 0.009 \times 30)^{1/3}] = 162 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = 126 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 162 \text{ kN/m, OK}$$

Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για την οριζόντια κατεύθυνση των τοιχίων στις θέσεις σύνδεσης με παρακείμενα τοιχεία. Δείχνεται ότι όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

4.4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αντοχής τοιχίων B, D

Τα τοιχεία αυτά έχουν τον ίδιο οπλισμό με τα προηγούμενα τοιχεία και μικρότερη ροπή σχεδιασμού. Συνεπώς, οι έλεγχοι καλύπτονται από αυτούς των τοιχείων A και C. και ιεπαλήθευση των παρακάτω παραμέτρων για Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

4.4.4 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αντοχής πλάκας βάσης

Το οριακό εύρος ρωγμής (επιτρεπόμενο) για την πλάκα βάσης, με τα γεωμετρικά στοιχεία

$$h_o = 7.300 - 0.600 = 6700 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$h_o / h = 6700/400 = 17$$

από τον σχετικό πίνακα, με γραμμική παρεμβολή, προκύπτει

$$w_{k,lim} = 0.2 - (17-5) \times (0.2-0.05) / (35-5) = 0.14 \text{ mm}$$

Ο έλεγχος του εύρους ρωγμής θα γίνει στην μέση της πλάκας, με ροπή στην θέση αυτή ίση με

$$M_{Ed} = 90.1 \text{ KNm}$$

Ο οπλισμός στην διεύθυνση αυτή είναι $\Phi 25/15$ και στην άλλη διεύθυνση $\Phi 16/15$. Για μια λωρίδα 1 m έχουμε τα παρακάτω στοιχεία :

$$A_s = 3275 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 40 - 16 - 25/2 = 347 \text{ mm}$$

$$n = E_s / E_{c,\text{eff}} = 200 / 129 = 15.5$$

$$A_{s,\text{eff}} = 3275 \times 15.5 = 50763 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 3275 / (1000 \times 347) = 0.0095$$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho \cdot n + (\rho \cdot n)^2} - \rho \cdot n = 0.415$$

$$x = k \times d = 234 \times 0.415 = 97 \text{ mm}$$

$$j = 1 - k/3 = 0.86$$

Από τον σχετικό τύπο, με βάση τα παραπάνω στοιχεία, η τάση στον χάλυβα είναι

$$\sigma_s = f_s = M / (j \times d \times A_s) = 92 \text{ MPa}$$

Στην συνέχεια, θα γίνει ο προσδιορισμός της ποσότητας $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$. Για την ποσότητα αυτή, οι απαιτούμενες ποσότητες που υπεισέρχονται στον σχετικό τύπο είναι:

$$k_t = 0.4 \text{ (μακράς διάρκειας φόρτιση)}$$

$$f_{ct,\text{eff}} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$h_{c,\text{eff}} = (h - x) / 3 = (300 - 97) / 3 = 68 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,\text{eff}} = 2095 / (68 \times 1000) = 0.031$$

$$a_e = n = 15.5$$

Επομένως

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [92 - 0.4 \times (2.9 / 0.031) \times (1 + 15.5 \times 0.031)] / 200000 = 0.00012$$

Στην συνέχεια θα γίνει ο προσδιορισμός του $s_{r,max}$. Οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον σχετικό τύπο είναι:

$$c = 40 + 16 = 56 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

Συνεπώς:

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times (\varphi / \rho_{p,eff}) = 3.4 \times 56 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times (20/0.031) = 247 \text{ mm}$$

Το αναμενόμενο εύρος ρωγμής που θα σχηματισθεί στην θέση που εξετάζεται είναι:

$$w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 247 \times 0.00012 = 0.03 \text{ mm} < 0.14 \text{ mm}$$

Συνεπώς

$$w_k = 0.03 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0.14 \text{ mm}$$

Στην θέση αυτή, το αναμενόμενο μέγιστο εύρος ρωγμής είναι μικρότερο από το αναμενόμενο!

Στην συνέχεια, θα ελεγχθεί, αν η τάσεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα των τοιγίων και στον χάλυβα οπλισμού στην θέση που εξετάζεται, είναι μικρότερος των ορίων που βάζει ο κανονισμός. Για το σκυρόδεμα, το όριο είναι:

$$k_2 \times f_{ck} = 0.5 \times 30 = 15 \text{ MPa}$$

Οι τάσεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα είναι:

$$f_c = (2 \times M) / (b \times d \times j \times k) = 5.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}, \text{ OK!}$$

Για το χάλυβα, το όριο είναι:

$$k_3 \times f_{yk} = 0.8 \times 500 = 400 \text{ MPa}$$

Οι τάσεις στον χάλυβα βρέθηκαν παραπάνω ίσες με 92 MPa. Συνεπώς:

$$f_s = 92 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}. \text{ OK!}$$

Στην συνέχεια θα γίνει ο έλεγχος για την εγκάρσια μετατόπιση των τοιγίων (Deflection).

Για τον υπολογισμό αυτό, οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον σχετικό τύπο είναι:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} = 0.00547$$

$$A_s = \Phi 20/15 = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 300 - 40 - 16 - 20/2 = 234 \text{ mm}$$

$$\rho' = 0$$

$$\rho = 2095 / (1000 \times 234) = 0,0089 > 0,00547$$

Συνεπώς, ο επιτρεπόμενος λόγος l/d είναι

$$\{l/d\}_{\text{allow}} = 1.3 [11 + 1.5 \times \sqrt{30} \times (0.0547 / 0.0089)] = 24.42$$

Για τα τοιχία που εξετάζονται, ο λόγος αυτός είναι

$$l/d = 435/0.234 = 18.4$$

Συνεπώς,

$$l/d = 18.4 < \{l/d\}_{\text{allow}} = 24.42, \text{ OK!}$$

Από τα παραπάνω προέκυψε ότι οι απαιτήσεις λειτουργικότητας στην θέση σύνδεσης των κατακόρυφων τοιχιών A και D ικανοποιούνται στο σύνολό τους!. Απομένει να ελεγχθεί, αν στη συγκεκριμένη θέση ικανοποιούνται οι απαιτήσεις οριακής αντοχής!

Στην θέση που εξετάζεται, η ροπή σχεδιασμού που αναπτύσσεται για την οριακή κατάσταση αντοχής είναι :

$$M_{Ed} = 91.44 \text{ MPa}$$

Ο υπάρχων οπλισμός αντοχής είναι:

$$A_s = \Phi 20/15 = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Η διατομή που εξετάζεται έχει τα παρακάτω στοιχεία:

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 40 - 16 - (20/2) = 234 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Επομένως, η αδιάστατη ροπή είναι

$$k = M / (b \times d^2 \times f_{ck}) = (91.44 \times 10^6) / (1000 \times 234^2 \times 30) = 0.056 < 0.169$$

Ο μογλοβραχίονας είναι:

$$Z = (0.5 + \sqrt{(0.25 - k / 1.14)}) \times 234 = 222 \text{ mm}$$

Επομένως, ο απαιτούμενος σπλισμός κάμψης είναι

$$A_{s,req} = M / (f_{yd} \times k) = M / [(1/\gamma_s) \times f_{yk} \times z] = \\ (91.44 \times 10^6) / (0.87 \times 500 \times 222) = 947.55 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Ισχύει

$$A_{s,req} = 947.55 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s,prov} = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}, \text{ OK}$$

Για τον έλεγχο σε διάτμηση, θα εκτιμηθεί η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην θέση ελέγχου. Στην οριακή κατάσταση αντοχής, το συνολικό φορτίο στην λωρίδα του τοιχίου 1 m αντιστοιχεί σε ένα συγκεντρωμένο φορτίο ίσο με:

$$Q = 88.7 \times 0.5 \times 4.725 \times 1.0 / 2 = 188 \text{ kN/m}$$

Στην θέση που εξετάζεται, η διατμητική δύναμη σχεδιασμού θεωρείται ότι είναι ίση την αντίδραση της αμφιέριστης λωρίδας της πλάκας, που είναι ίση με

$$V_{Ed} = 2 \times 188 / 3 = 126 \text{ kN/m.}$$

Για την διατμητική αντοχή, οι παράμετροι που απαιτούνται είναι:

$$A_s = \Phi 20 / 15 = 2095 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / 234)} = 1.92$$

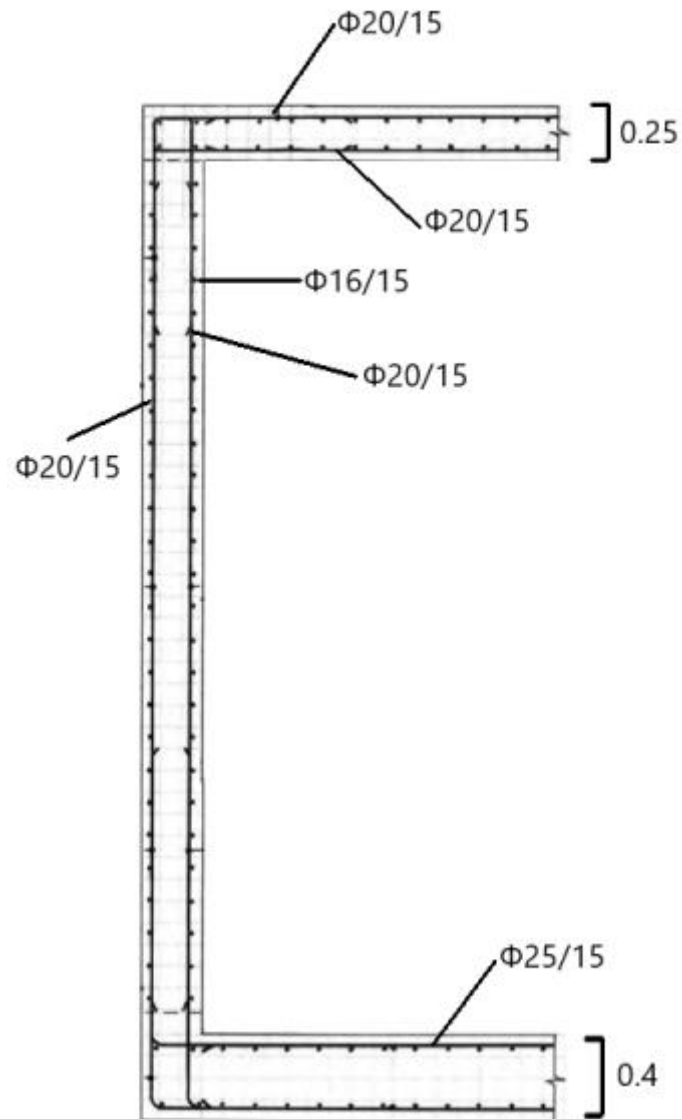
$$\rho_1 = 2095 / (1000 / 234) = 0.009 < 0.02$$

Η διατμητική αντοχή του τοιχίου στην θέση ελέγχου είναι:

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times 1.92 \times (100 \times 0.009 \times 30)^{1/3}] = 162 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = 126 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 162 \text{ kN/m}, \text{ OK}$$

Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για την οριζόντια κατεύθυνση των τοιχίων στις θέσεις σύνδεσης με παρακείμενα τοιχία. Δείχνεται ότι όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται.



Σχήμα 4.24 Λεπτομέρειες Οπλισμού. Τομή Α-Α της υδατοδεξαμενής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική παρουσιάσθηκαν και συζητήθηκαν εκτενώς ορισμένα βασικά προβλήματα που συναντώνται στην ανάλυση και το σχεδιασμό δεξαμενών αποθήκευσης υγρών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα προβλήματα αυτά σχετίζονται με την απαίτηση 'περιορισμού' της διαρροής του υγρού μέσα από τις αναπόφευκτες ρωγμές που δημιουργούνται στο σκυρόδεμα των δεξαμενών από τα φορτία ή τις θερμοκρασιακές διακυμάνσεις. Το γεγονός αυτό ανατρέπει την παραδοσιακή φιλοσοφία σχεδιασμού κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, που ο σχεδιασμός τους (διαστασιολογηση) ξεκινάει από ικανοποίηση των απαιτήσεων αντοχής και συνεχίζει με τον έλεγχο ικανοποίησης των απαιτήσεων λειτουργικότητας που είναι το μέγιστο εύρος ρωγμών και η εγκάρσια μετατόπιση των δομικών τους στοιχείων. Στις κατασκευές αποθήκευσης υγρών, ο σχεδιασμός ξεκινάει από τον υπολογισμό των διαστάσεων και του οπλισμού των κατασκευών ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις λειτουργικότητας (πολύ μικρό εύρος ρωγμών, κλπ.). Στο πνεύμα αυτό, στην παρούσα διπλωματική εργασία, αναπτύσσεται μια μεθοδολογία σχεδιασμού κατασκευών, που παίρνει υπόψη τις διατάξεις των ευρωκωδίκων που αφορούν κατασκευές από σκυρόδεμα, φορτία κατασκευών από έδαφος, κλπ.

Στην μεθοδολογία αυτή, συστηματοποιείται η διαδικασία ανάλυσης των ιδιαίτερων αυτών κατασκευών δίνοντας έμφαση στον τρόπο υπολογισμού του εύρους ρωγμών και της εγκάρσιας μετατόπισης δομικών στοιχείων των κατασκευών αυτών. Παράλληλα, προτείνεται ένας απλοποιημένος τρόπος στατικής ανάλυσης των κατασκευών αυτών, που στηρίζεται στην ανάλυση των κατασκευών αυτών σε επιμέρους απλά δομικά στοιχεία. Η προτεινόμενη μεθοδολογία κρίνεται ότι θα είναι χρήσιμη από οικονομικής πλευράς, ως προκαταρκτική μελέτη τέτοιων κατασκευών, στην επιλογή των διαστάσεων των δομικών στοιχείων για αποφυγή υπερδιαστασιολόγησης.

Η προτεινόμενη μεθοδολογία εφαρμόζεται στον σχεδιασμό μιας απλής υπόγειας υδατοδεξαμενής, όπου εμπλέκονται όλα τα βήματα της μεθοδολογίας. Τα αποτελέσματα της απλοποιημένης στατικής ανάλυσης συγκρίνονται με αυτά που προκύπτουν με πεπερασμένα στοιχεία θεωρώντας την κατασκευή ως ένα ενιαίο σύνολο στο χώρο. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής παρουσιάζονται στο Παράρτημα III. Οι σύγκριση των αποτελεσμάτων δείχνει ότι τα αποτελέσματα της απλοποιημένης ανάλυσης είναι πολύ κοντά σε αυτά των πεπερασμένων στοιχείων και ότι οι μικρές αποκλίσεις που παρουσιάζονται προς την πλευρά της ασφάλειας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- EN10025-1:2004 Hot Rolled Products of Structural Steels. General Technical Delivery Conditions
- EN 10080:2007 Steel for the Reinforcement of Concrete-weldable Reinforcing Steel–General
- EN 13877-3:2004 Concrete Pavements. Specifications for Dowels to be Used in Concrete Pavements,
- EN 1990 Eurocode–Basis of Structural Design
- EN 1991: 2002 Eurocode 1: Actions on Structures–Parts 1-1 to 1-6
- EN 1991-1-1 Eurocode 1–Actions on Structures–Part 1-1: General Actions
- EN 1991-4 Eurocode 1–Actions on Structures–Part 4: Silos and Tanks
- EN 1992-3: 2006 Eurocode 2: Design of Concrete Structures–Part 3 Liquid Retaining and Containment Structures
- EN 1992-1-1: 2004 Eurocode 2: Design of Concrete Structures–General Rules and Rules for Buildings
- EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical Design–Part 1: General Rules
- EN 206-1:2000 Concrete–Part 1. Specification, Performance, Production and Conformity
- Μ. Καττής, Μηχανική και σχεδιασμός από οπλισμένο σκυρόδεμα
- ΕΑΚ 2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
- ΕΚΩΣ 2000 Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος
- Σημειώσεις Διαλέξεων Μ. Καττής, Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα 2020

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Παράρτημα Ι: Πίνακες παραμέτρων σχεδιασμού

Πίνακας Ι.: Κατηγορίες έκθεσης κατασκευών στο περιβάλλον

Κατηγορία	Περιγραφή	Παραδείγματα
1 Χωρίς διακινδύνευση διάβρωσης ή προσβολής		
X0	Για άοπλο σκυρόδεμα ή σκυρόδεμα χωρίς ενσωματωμένο μέταλλο: όλες οι συνθήκες έκθεσης εκτός περιπτώσεων ύπαρξης ψύξης/απόψυξης, επιφανειακής τριβής ή χημικής προσβολής	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με πολύ χαμηλή υγρασία αέρος
2 Διάβρωση από ενανθράκωση		
XC1	Ξηρό ή μόνιμα υγρό	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρια ή υψηλή υγρασία αέρος. Σκυρόδεμα μόνιμα βυθισμένο σε νερό.
XC2	Υγρό, σπανίως ξηρό	Επιφάνειες σκυροδέματος υπό μακροχρόνια επαφή με νερό. Πληθώρα θεμελιώσεων.
XC3	Μέτρια υγρασία	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με πολύ χαμηλή υγρασία αέρος. Εξωτερικό σκυρόδεμα προσβαλλόμενο από τη βροχή
XC4	Περιοδικά υγρό και ξηρό	Επιφάνειες σκυροδέματος σε επαφή με νερό, εκτός της κατηγορίας έκθεσης XC2.
3 Διάβρωση από χλωριούχα		
XD1	Μέτρια υγρασία	Επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες σε αερομεταφερόμενα χλωριούχα.
XD2	Υγρό, σπανίως ξηρό	Πισίνες. Στοιχεία σκυροδέματος εκτεθειμένα σε βιομηχανικά απόβλητα που περιέχουν χλωριούχα.
XD3	Περιοδικά υγρό και ξηρό	Τμήματα γεφυρών εκτεθειμένα σε ψεκασμό χλωριούχων. Πεζοδρόμια. Πλάκες χώρων στάθμευσης αυτοκινήτων.
4 Διάβρωση από χλωριούχα θαλασσινού νερού		
XS1	Εκτεθειμένο σε άλατα θαλάσσης αερομεταφερόμενα αλλά χωρίς άμεση επαφή με το θαλασσίνο νερό.	Κατασκευές κοντά ή επί της ακτής.
XS2	Μόνιμα βυθισμένο σε θαλασσίνο νερό.	Τμήματα λιμενικών έργων.
XS3	Ζώνες παλίρροιας, παφλασμού και πιτσιλίσματος	Τμήματα λιμενικών έργων.

5 Προσβολή ψύξης / απόψυξης		
XF1	Μέτριας κλίμακας υδρεμποτισμός χωρίς παράγοντα απόψυξης.	Κατακόρυφες επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες στη βροχή και στον πάγο.
XF2	Μέτριας κλίμακας υδρεμποτισμός με παράγοντα απόψυξης.	Κατακόρυφες επιφάνειες σκυροδέματος οδοποιίας εκτεθειμένες σε ψύξη και παράγοντες απόψυξης που μεταφέρονται με τον αέρα.
XF3	Εκτεταμένος υδρεμποτισμός χωρίς παράγοντα απόψυξης.	Οριζόντιες επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες στη βροχή και στον πάγο.
XF4	Εκτεταμένος υδρεμποτισμός με παράγοντα απόψυξης ή θαλασσινό νερό.	Καταστρώματα οδών ή γεφυρών εκτεθειμένα σε παράγοντες απόψυξης. Επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες σε άμεσο ψεκάσμο με παράγοντες απόψυξης. Ζώνες παφλασμού σε λιμενικά έργα εκτεθειμένα σε πάγο.
6 Χημική προσβολή		
XA1	Ελαφρώς επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 260-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα
XA2	Μετρίως επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 260-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα
XA3	Ιδιαιτέρως επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 260-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα

Πίνακας II: Απαιτήσεις ελάχιστης επικάλυψης $C_{min,b}$ για συνάφεια

Απαίτηση συνάφειας	
Διάταξη ράβδων	Ελάχιστη επικάλυψη $C_{min,b}^*$
Μεμονωμένες ράβδοι	Διάμετρος ράβδου
Δεσμίδα ράβδων	Ισοδύναμη διάμετρος (σ_n)
* Εάν η μέγιστη ονομαστική διάσταση των αδρανών είναι μεγαλύτερη από 32 mm, τότε η $C_{min,b}$ πρέπει να προσαυξάνεται κατά 5 mm.	

Πίνακας III: Κατηγοριοποίηση κατασκευών

Κατηγορία κατασκευής							
Κριτήριο	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον πίνακα 1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/ XS3

Χρόνος ζωής σχεδιασμού 100 χρόνια	Αύξησ η κατηγο ρίας κατά 2	Αύξησ η κατηγο ρίας κατά 2	Αύξηση κατηγορία ς κατά 2	Αύξησ η κατηγο ρίας κατά 2	Αύξησ η κατηγο ρίας κατά 2	Αύξηση κατηγορία ς κατά 2	Αύξηση κατηγορίας κατά 2
Κατηγορία αντοχής	≥C30/3 7 μείωση κατηγο ρίας κατά 1	≥C30/3 7 μείωση κατηγο ρίας κατά 1	≥C35/45μ είωση κατηγορία ς κατά 1	≥C30/3 7 μείωση κατηγο ρίας κατά 1	≥C40/5 0 μείωση κατηγο ρίας κατά 1	≥C40/50 μείωση κατηγορία ς κατά 1	≥C45/55 μείωση κατηγορίας κατά 1
Δομικό στοιχείο με γεωμετρία πλάκας (η θέση του οπλισμού δεν επηρεάζεται από τη διαδικασία κατασκευής)	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγορία ς κατά 1	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγορία ς κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1
Διασφάλιση ειδικού ελέγχου ποιότητας παραγωγής σκυροδέματος	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγορία ς κατά 1	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγο ρίας κατά 1	μείωση κατηγορία ς κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1

Πίνακας IV: Απαιτήσεις τιμών ελάχιστης επικάλυψης $C_{min,dur}$ για ανθεκτικότητα

Περιβαλλοντολογική απαίτηση για την $c_{min,dur}$ (mm)							
Κατηγορία Κατασκευή ς	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον πίνακα 1						
	X0	XC1	XC2/XC 3	XC4	XD1/XS 1	XD2/XS2	XD3/XS 3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Πίνακας V: Το απαιτούμενο ελάχιστο πάχος h_s μιας συμπαγούς πλάκας και η απαιτούμενη αξονική απόσταση a για διάφορες τιμές της πρότυπης αντίστασης σε πυρκαγιά (εξαιρούνται οι πλάκες χωρίς δοκούς)

Ελάχιστες διαστάσεις (mm)				
Πρότυπη αντίσταση σε πυρκαγιά	Πάχος h_s (mm)	Αξονική απόσταση ράβδων από επιφάνεια a		
		Πλάκες μιας διεύθυνσης	Πλάκες δύο διευθύνσεων: $l_y/l_x \leq 1.5$ $1.5 < l_y/l_x \leq 2$	
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

- Τα l_x και l_y είναι τα ανοίγματα της πλάκας δύο διευθύνσεων. Το l_y να είναι το μεγαλύτερο από τα δύο.
- Η αξονική απόσταση a στις στήλες 4 και 5 αναφέρεται σε πλάκες που στηρίζονται και στις τέσσερις πλευρές. Σε διαφορετική περίπτωση, ισχύουν οι τιμές για τις πλάκες μιας διεύθυνσης.
- *Κατά πάσα πιθανότητα, καθοριστική είναι η ελάχιστη επικάλυψη ράβδων με σκυρόδεμα κατά EN 1992-1-1.

Πίνακας VI: Καμπτικές ροπές και διατμητικές δυνάμεις σε δομικά συστήματα συνεχών πλακών μιας κατεύθυνσης με ίσα, ή περίπου ίσα, ανοίγματα

Ακραίο στήριγμα/σύνδεση πλακών							
	Αρθρωτή		Συνεχής		Πρώτο εσωτερικό στήριγμα	Εσωτερικό άνοιγμα a	Εσωτερικά στήριγμα a
	Ακραίο στήριγμα a	Ακραίο άνοιγμα a	Ακραίο στήριγμα	Ακραίο άνοιγμα			
Ροπή	0	0.086Fl	-0.04 Fl	0.075 Fl	-0.086 Fl	0.063 Fl	-0.063 Fl
Τέμνουσ a	0.40F		0.46 F		0.06 F		0.5 F

- Ο παραπάνω πίνακας είναι εφαρμόσιμος μόνο για πλάκες μιας κατεύθυνσης, όπου το εμβαδόν κάθε φατνώματος δεν υπερβαίνει τα 32 mm^2 , $Q_k < 1.5G_k$, $Q_k < 5 \text{ kN/m}^2$
- Το F είναι το ολικό φορτίο σχεδιασμού, το l είναι το μήκος ανοίγματος
- Ελάχιστο άνοιγμα > 0.85 μεγαλύτερου ανοίγματος, ελάχιστος αριθμός ανοιγμάτων 3
- Οι τιμές βασίζονται σε μια 15 % αναδιανομή, χωρίς αύξηση ροπών στα ανοίγματα

Πίνακας VII: Μέγιστο εύρος ρωγμών

Κατηγορία έκθεσης	w_{max}
X0, XC1	0.4
XC2, XC3, XC4	0.3
XD1, XD2	0.3
XS2, XS3	0.3

Πίνακας VIII: Μέγιστη απόσταση ράβδων για έλεγχο εύρους ρωγμών

Τάση χάλυβα (MPa)	Μέγιστη απόσταση ράβδων (mm)	
	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm
160	300	300
200	300	250
240	250	200
280	200	150
320	150	100
360	100	50
360	100	50

Πίνακας IX: Μέγιστη διάμετρος ράβδων για έλεγχο εύρους ρωγμών

Τάση χάλυβα (MPa)	Μέγιστη διάμετρος ράβδων (mm)	
	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm
160	40	32
200	32	25
240	20	16
280	16	12
320	12	10
360	10	8
400	8	6
450	6	5

Πίνακας Χ: Εμβαδόν οπλισμού πλακών σε mm²

Διάμετροι ράβδων οπλισμού [mm]												
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	
Αποστάσεις ράβδων [mm]	60	471	838	1309	1885	2566	3351	4241	5236	6336	7540	8849
	65	435	773	1208	1740	2368	3093	3915	4833	5848	6960	8168
	70	404	718	1122	1616	2199	2872	3635	4488	5430	6463	7585
	75	377	670	1047	1508	2053	2681	3393	4189	5068	6032	7079
	80	353	628	982	1414	1924	2513	3181	3927	4752	5655	6637
	85	333	591	924	1331	1811	2365	2994	3696	4472	5322	6246
	90	314	559	873	1257	1710	2234	2827	3491	4224	5027	5899
	95	298	529	827	1190	1620	2116	2679	3307	4001	4762	5589
	100	283	503	785	1131	1539	2011	2545	3142	3801	4524	5309
	105	269	479	748	1077	1466	1915	2424	2992	3620	4308	5056
	110	257	457	714	1028	1399	1828	2313	2856	3456	4113	4827
	115	246	437	683	983	1339	1748	2213	2732	3306	3934	4617
	120	236	419	654	942	1283	1676	2121	2618	3168	3770	4424
	125	226	402	628	905	1232	1608	2036	2513	3041	3619	4247
	130	217	387	604	870	1184	1547	1957	2417	2924	3480	4084
	135	209	372	582	838	1140	1489	1885	2327	2816	3351	3933
	140	202	359	561	808	1100	1436	1818	2244	2715	3231	3792
	145	195	347	542	780	1062	1387	1755	2167	2622	3120	3662
	150	188	335	524	754	1026	1340	1696	2094	2534	3016	3540
	155	182	324	507	730	993	1297	1642	2027	2452	2919	3425
	160	177	314	491	707	962	1257	1590	1963	2376	2827	3318
	165	171	305	476	685	933	1219	1542	1904	2304	2742	3218
	170	166	296	462	665	906	1183	1497	1848	2236	2661	3123
	175	162	287	449	646	880	1149	1454	1795	2172	2585	3034
	180	157	279	436	628	855	1117	1414	1745	2112	2513	2950
	185	153	272	425	611	832	1087	1376	1698	2055	2445	2870
	190	149	265	413	595	810	1058	1339	1653	2001	2381	2794
	195	145	258	403	580	789	1031	1305	1611	1949	2320	2723
	200	141	251	393	565	770	1005	1272	1571	1901	2262	2655
	220	129	228	357	514	700	914	1157	1428	1728	2056	2413
240	118	209	327	471	641	838	1060	1309	1584	1885	2212	
260	109	193	302	435	592	773	979	1208	1462	1740	2042	
280	101	180	280	404	550	718	909	1122	1358	1616	1896	
300	94	168	262	377	513	670	848	1047	1267	1508	1770	
320	88	157	245	353	481	628	795	982	1188	1414	1659	
340	83	148	231	333	453	591	748	924	1118	1331	1562	
360	79	140	218	314	428	559	707	873	1056	1257	1475	
380	74	132	207	298	405	529	670	827	1000	1190	1397	
400	71	126	196	283	385	503	636	785	950	1131	1327	
420	67	120	187	269	367	479	606	748	905	1077	1264	
440	64	114	178	257	350	457	578	714	864	1028	1207	
460	61	109	171	246	335	437	553	683	826	983	1154	
480	59	105	164	236	321	419	530	654	792	942	1106	

Παράρτημα II: Πίνακες στατικής ανάλυσης ορθογώνιων πλακών

(από Beton Kalender 1984)

Τετραέριστες ορθογωνικές πλάκες

287

2.2 Πίνακες τετραέριστατων ορθογωνικών πλακών με ομοιόμορφη καθολική φόρτιση

2.2.1 Απλή στήριξη και στις τέσσερις πλευρές

$l_y:l_x$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
$m_{x\text{min}}$	27,2	24,5	22,4	20,7	19,1	17,8	16,8	15,8	15,0	14,3	13,7
$m_{y\text{max}} = \pm p \cdot l_x^2$	27,2	27,5	27,9	28,4	29,1	29,9	30,9	31,8	32,8	33,8	34,7
$m_{x\text{ye}} = \pm$	21,6	20,6	19,7	19,0	18,4	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	16,3
R_y	10,8	10,3	9,85	9,5	9,2	8,95	8,75	8,55	8,4	8,25	8,15
$a_{x\text{min}} = \pm$	2,96	2,87	2,78	2,71	2,64	2,58	2,52	2,47	2,43	2,39	2,36
$\bar{a}_{x\text{min}} = \pm p \cdot l_x$	2,19	2,15	2,11	2,07	2,04	2,02	2,00	1,98	1,97	1,96	1,95
$g_{x\text{min}} = \pm$	2,96	2,92	2,89	2,86	2,84	2,82	2,80	2,78	2,76	2,75	2,75
$\bar{g}_{x\text{min}} =$	2,19	2,14	2,09	2,05	2,02	1,99	1,96	1,94	1,92	1,90	1,89
$f/m = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$	0,0487	0,0536	0,0584	0,0631	0,0678	0,0728	0,0767	0,0809	0,0850	0,0890	0,0927

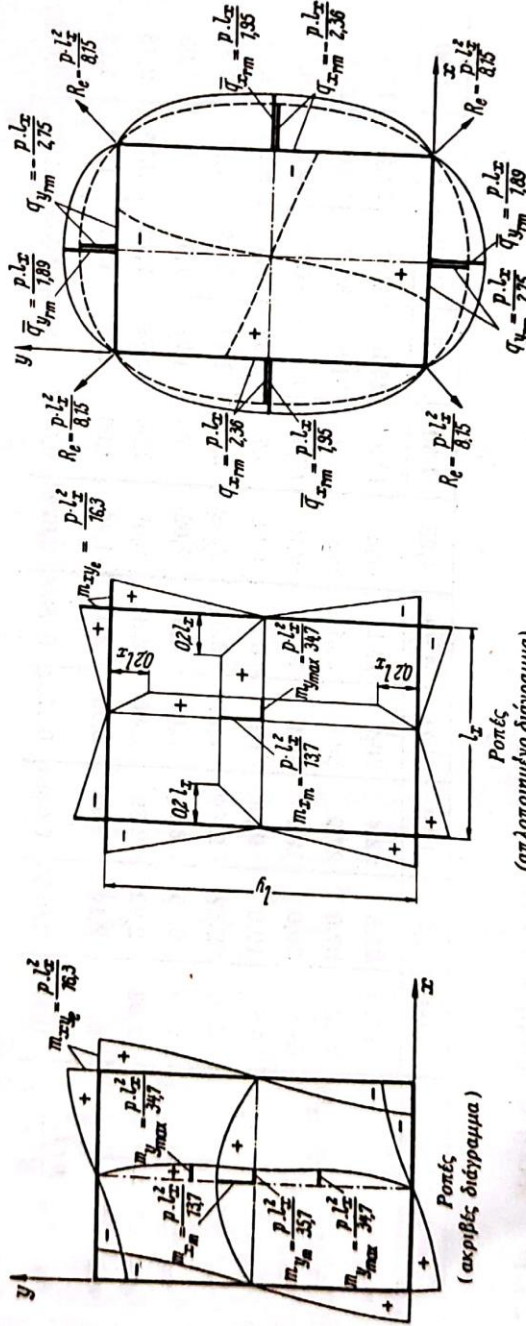
$l_y:l_x$	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90	1,95	2,00
$m_{x\text{min}} =$	13,7	13,2	12,7	12,3	11,9	11,5	11,3	11,0	10,8	10,6	10,4
$m_{y\text{max}} = \pm p \cdot l_x^2$	34,7	35,4	36,1	36,7	37,3	37,9	38,5	38,9	39,4	39,8	40,3
$m_{x\text{ye}} = \pm$	16,3	16,1	15,9	15,7	15,6	15,5	15,4	15,3	15,3	15,2	15,1
R_y	8,15	8,05	7,95	7,85	7,8	7,75	7,7	7,65	7,65	7,6	7,55

Πίνακες ορθογωνικών πλακών

$q_{x_{\text{rnm}}}$	$2,36$	$2,33$	$2,30$	$2,27$	$2,25$	$2,23$	$2,21$	$2,19$	$2,18$	$2,16$	$2,15$
$q_{y_{\text{rnm}}}$	$1,95$	$1,94$	$1,93$	$1,92$	$1,92$	$1,92$	$1,92$	$1,92$	$1,92$	$1,92$	$1,92$
$q_{x_{\text{rnm}}}$	$2,75$	$2,74$	$2,73$	$2,73$	$2,73$	$2,72$	$2,72$	$2,71$	$2,71$	$2,70$	$2,70$
$q_{y_{\text{rnm}}}$	$1,89$	$1,88$	$1,87$	$1,86$	$1,85$	$1,84$	$1,83$	$1,82$	$1,82$	$1,82$	$1,82$
f_m	$0,0927$	$0,0963$	$0,0997$	$0,1029$	$0,1060$	$0,1093$	$0,1118$	$0,1145$	$0,1169$	$0,1195$	$0,1215$

$$= \pm \left. \begin{matrix} p \cdot l_x \\ p \cdot l_y \end{matrix} \right\}$$

$$= \pm \left. \begin{matrix} p \cdot l_x \\ p \cdot l_y \end{matrix} \right\}$$

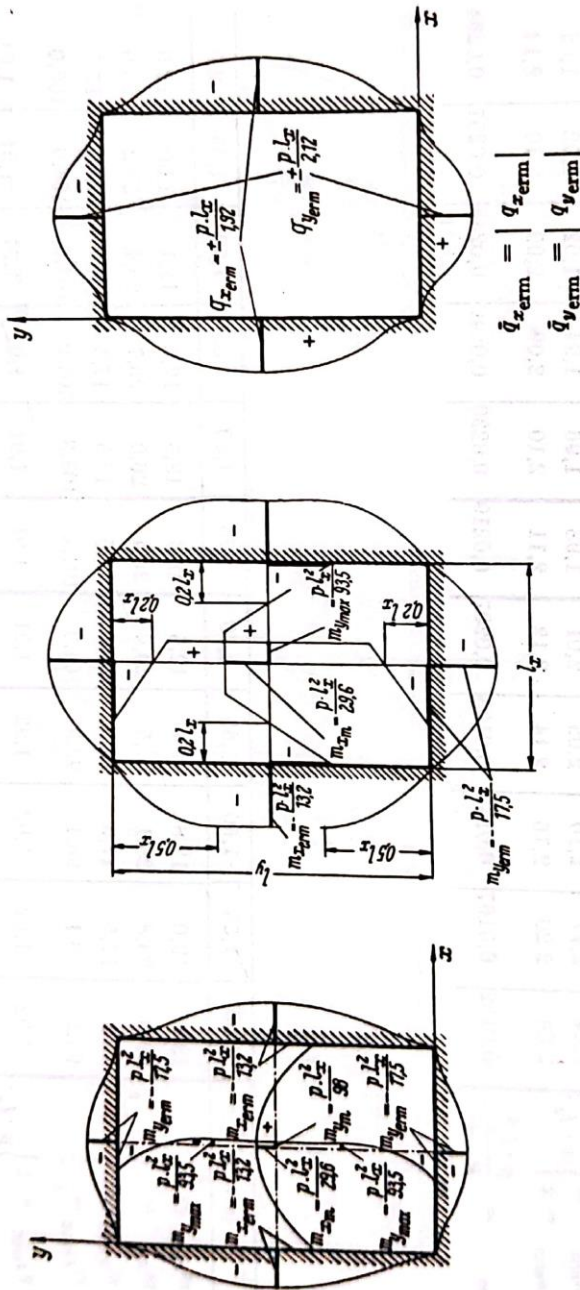
$$= \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot \sigma^3}$$


τέμνουσες δυνάμεις (q) και αντιδράσεις (Q)

Ροπές (απλοποιημένο διάγραμμα)

Ροπές (ακριβές διάγραμμα)

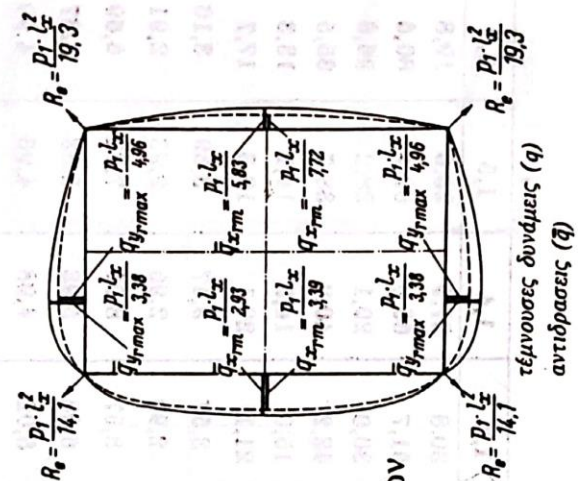
Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για σχέση πλευρών $l_y : l_x = 1,5$



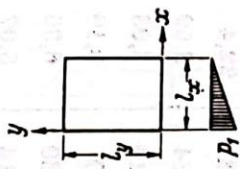
Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για σχέση πλευρών $l_y : l_x = 1,5$

2.3 Πίνακες για τετραέρειστες ορθογωνικές πλάκες με τριγωνική καθολική φόρτιση
 2.3.1 Απλή στήριξη και στις τέσσερις πλευρές

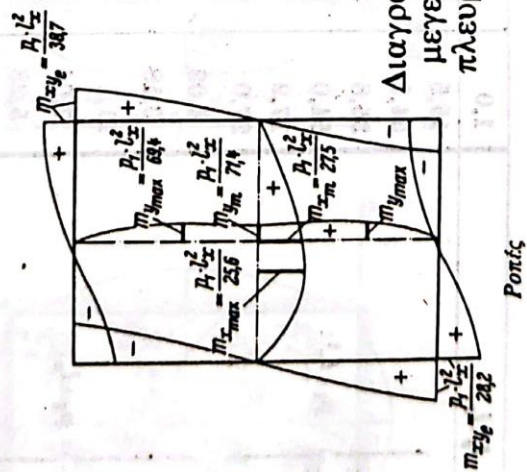
	$l_y : l_x$									
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0			
w_{zmax}	45,5	38,9	34,2	30,8	27,9	25,6	19,8			
$w_{y_{max}}$	54,3	55,9	58,1	61,7	65,8	69,4	80,6			
$w_{xy_{e(z=0)}}$	35,8	33,3	31,4	30,0	29,1	28,2	26,6			
$w_{xy_{e(z=l_x)}}$	54,0	48,5	44,8	42,2	40,2	38,7	35,5			
$R_{e(z=0)}$	17,9	16,6	15,7	15,0	14,5	14,1	13,3			
$R_{e(z=l_x)}$	27,0	24,2	22,4	21,1	20,1	19,3	17,7			
$u_{z_{min}(z=0)}$	4,03	3,84	3,69	3,57	3,47	3,39	3,16			
$u_{z_{min}(z=l_x)}$	3,18	3,10	3,03	2,99	2,95	2,93	2,91			
$u_{z_{max}(z=l_x)}$	11,1	10,0	9,19	8,57	8,09	7,72	6,69			
$u_{z_{min}(z=l_x)}$	7,04	6,60	6,30	6,08	5,93	5,83	5,67			
$u_{y_{max}}$	5,23	5,14	5,07	5,02	4,98	4,96	4,90			
$u_{y_{min}}$	3,77	3,64	3,55	3,47	3,42	3,38	3,29			
$f_m = \frac{p_1 \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$	0,0244	0,0292	0,0339	0,0383	0,0425	0,0463	0,0608			



τέμνουσες δυνάμεις (α)
αντιδράσεις (β)

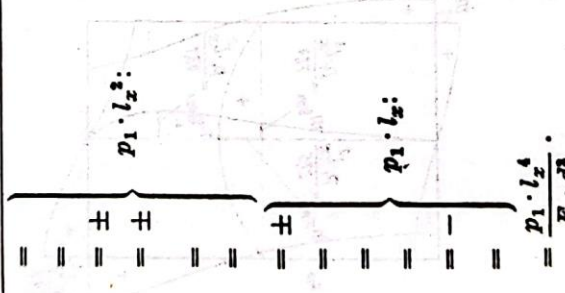


Διαγράμματα εντατικών
μεγεθών για σχέση
πλευρών $l_y : l_x = 1,5$



Ροπήs

	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
$l_y : l_x$							
$m_{x\min}$	54,3	44,6	38,2	33,5	30,1	27,5	20,7
$m_{y\max}$	45,5	44,2	43,5	42,9	42,7	43,1	43,1
$m_{xy_e(y=0)}$	35,8	32,4	29,8	27,7	26,2	24,9	21,3
$m_{xy_e(y=l_y)}$	54,0	50,7	48,8	47,6	47,1	47,1	52,4
$R_e(y=0)$	17,9	16,2	14,9	13,8	13,1	12,4	10,6
$R_e(y=l_y)$	27,0	25,3	24,4	23,8	23,5	23,5	26,2
$q_{x\max}$	5,23	4,87	4,58	4,34	4,15	3,99	3,46
$q_{x\min}$	3,77	3,57	3,41	3,29	3,19	3,11	2,79
$q_{y\min}(y=0)$	4,03	3,86	3,73	3,63	3,54	3,47	3,23
$q_{y\min}(y=0)$	3,18	3,00	2,85	2,73	2,64	2,56	2,32
$q_{y\min}(y=l_y)$	11,1	11,3	11,6	12,1	12,6	13,1	16,3
$q_{y\min}(y=l_y)$	7,04	6,92	6,90	6,95	7,06	7,21	8,47
f_m	0,0244	0,0292	0,0339	0,0383	0,0425	0,0463	0,0608



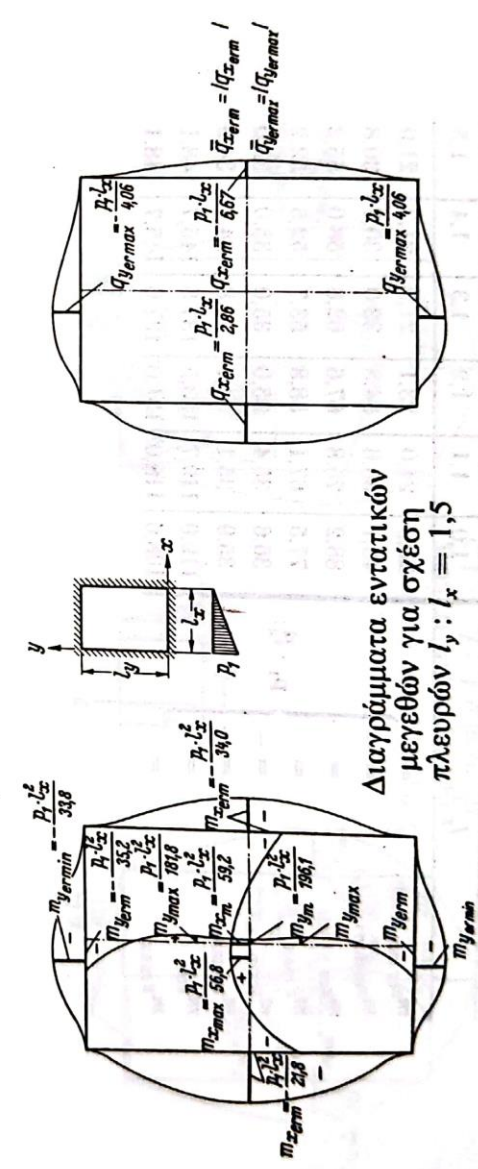
2.3.6 Πλήρης πάκτωση και στις τέσσερις πλευρές

$l_y : l_x$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
$m_{x-επιμ} (z=0)$	30,0	26,7	24,7	23,3	22,2	21,8	20,2
$m_{x-επιμ} (z=l_x)$	56,2	47,1	41,7	38,1	35,5	34,0	30,4
m_{x-max}	98,0	82,6	73,0	65,8	60,6	56,8	48,5
$m_{y-επιμ} h$	36,9	36,0	35,1	34,6	34,4	33,8	33,8
m_{y-max}	113,6	120,4	131,5	147,0	166,6	181,8	212,6
$q_{x-επιμ} (z=0)$	3,07	2,93	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86
$q_{x-επιμ} (z=l_x)$	8,25	7,35	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67
$q_{y-επιμ} (y=0 \text{ u. } l_y)$	4,14	4,12	4,08	4,07	4,07	4,06	4,08
f_m	0,0076	0,0091	0,0104	0,0115	0,0124	0,0132	0,0152

$$= - \frac{p_1 \cdot l_x^2}{E \cdot d^3}$$

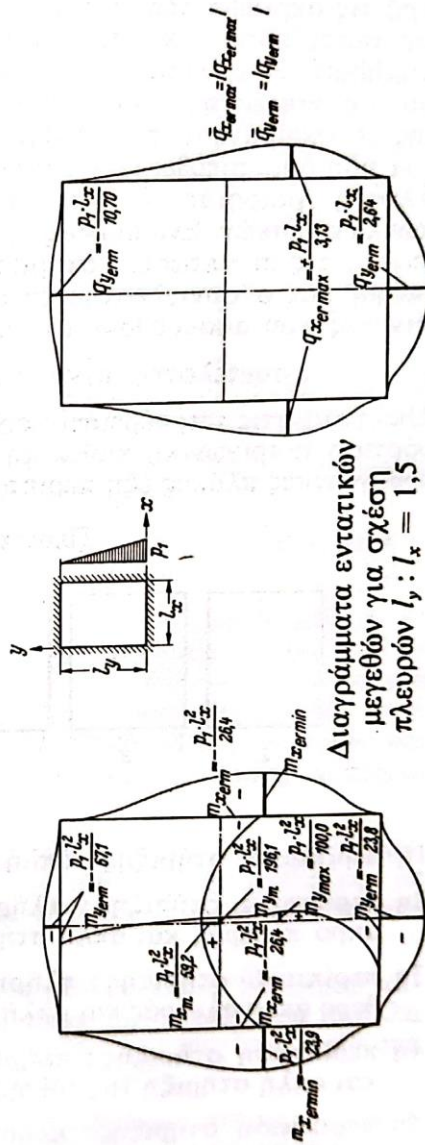
$$= \pm \frac{p_1 \cdot l_x^2}{E \cdot d^3}$$

$$= \frac{p_1 \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$$



Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για σχέση πλευρών $l_y : l_x = 1,5$

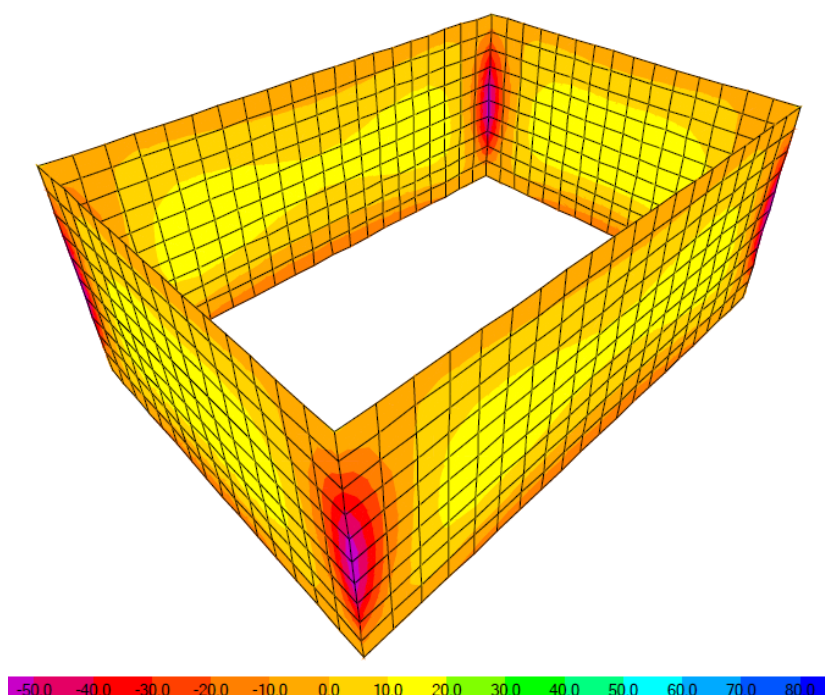
$l_y : l_x$		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
$w_{x\text{ερmin}}$	=	36,9	33,1	29,8	27,5	25,6	23,9	20,2
$w_{x\text{ερm}}$	=	113,6	91,7	78,7	69,9	63,7	59,2	50,0
$w_{y\text{ερm}} (\nu=0)$	=	30,0	27,5	26,1	25,0	24,1	23,8	21,9
$w_{y\text{ερm}} (\nu=l_y)$	=	56,2	55,5	57,2	59,5	62,9	67,1	92,5
$w_{y\text{ερmax}}$	=	98,0	98,0	98,0	99,0	99,0	100,0	100,0
$q_{x\text{ερmax}} (z=0 \text{ u } l_x)$	= ±	4,14	3,86	3,59	3,39	3,25	3,13	2,83
$q_{y\text{ερm}} (\nu=0)$	=	3,07	2,90	2,80	2,74	2,70	2,64	2,49
$q_{y\text{ερm}} (\nu=l_y)$	=	8,25	8,40	8,77	9,40	9,99	10,70	14,29
f_m	=	0,0076	0,0091	0,0104	0,0115	0,0124	0,0132	0,0152
		$= \frac{p_1 \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$						



Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για σχέση πλευρών $l_y : l_x = 1,5$

Παράρτημα III: Αποτελέσματα Ανάλυσης με Πεπερασμένα Στοιχεία

Πραγματοποιήθηκε ανάλυση της κατασκευής με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων 4 κόμβων με 6 βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο (shell elements). Για τη προσομοίωση του υποκείμενου εδάφους δεσμευτήκαν οι οριζόντιες μετακινήσεις της βάσης έδρασης και χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφα γραμμικά ελατήρια με $k_s=10000$ kN/m.



Σχήμα III.1 Οριζόντιες ροπές τοιχίων

Μεγάλα τοιχεία

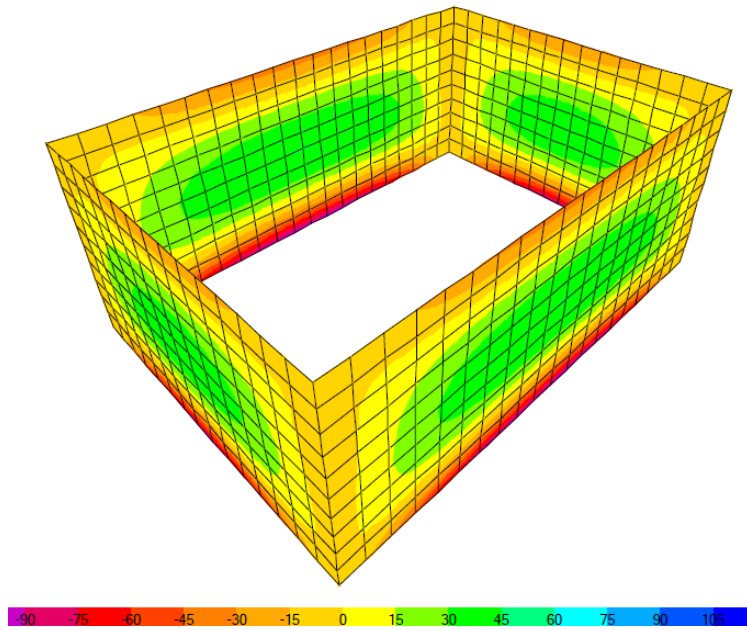
$$-M_H = 59.72 \text{ kNm/m}$$

$$+M_H = 11.82 \text{ kNm/m}$$

Μικρά τοιχεία

$$-M_H = 59.72 \text{ kNm/m}$$

$$+M_H = 17.84 \text{ kNm/m}$$



Σχήμα III.2 Κατακόρυφες ροπές τοιχωμάτων

Μεγάλα τοιχεία

$$-M_{Vtop} = 38.68 \text{ kNm/m}$$

$$-M_{Vbot} = 91.95 \text{ kNm/m}$$

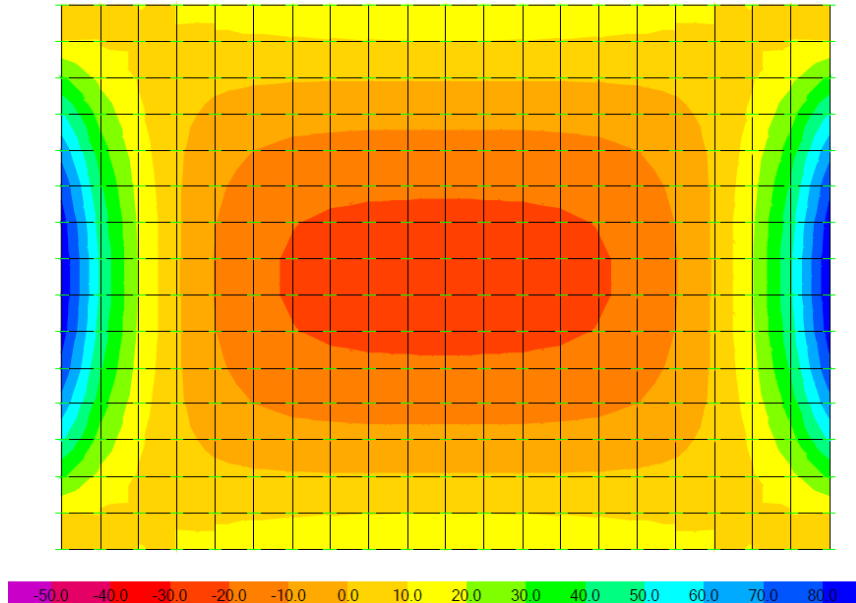
$$+M_V = 46.93 \text{ kNm/m}$$

Μικρά τοιχεία

$$-M_{Vtop} = 31.97 \text{ kNm/m}$$

$$-M_{Vbot} = 83.38 \text{ kNm/m}$$

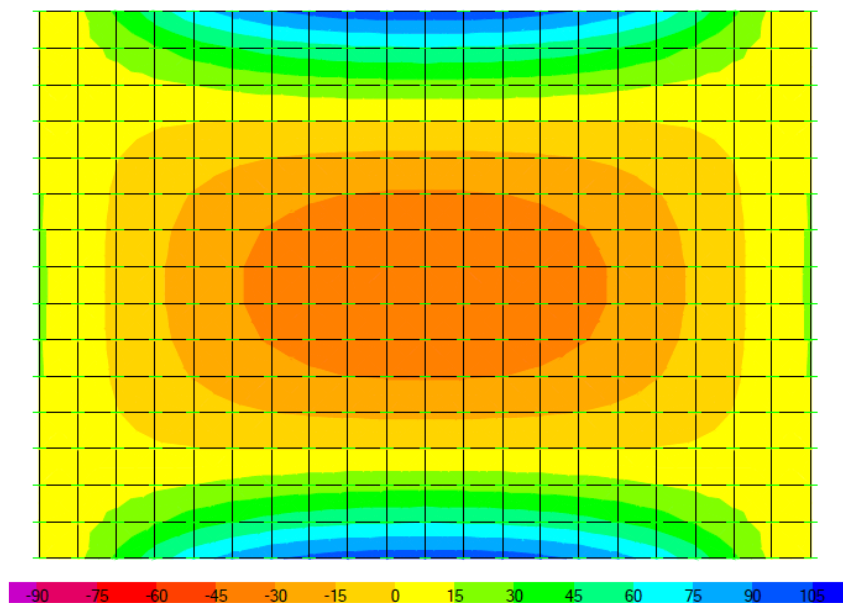
$$+M_V = 41.15 \text{ kNm/m}$$



Σχήμα III.3 Οριζόντιες ροπές πλάκας έδρασης

$$M_{\sigma\tau} = 83.38 \text{ kNm/m}$$

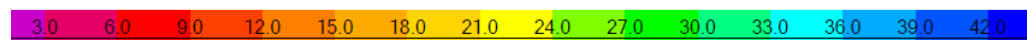
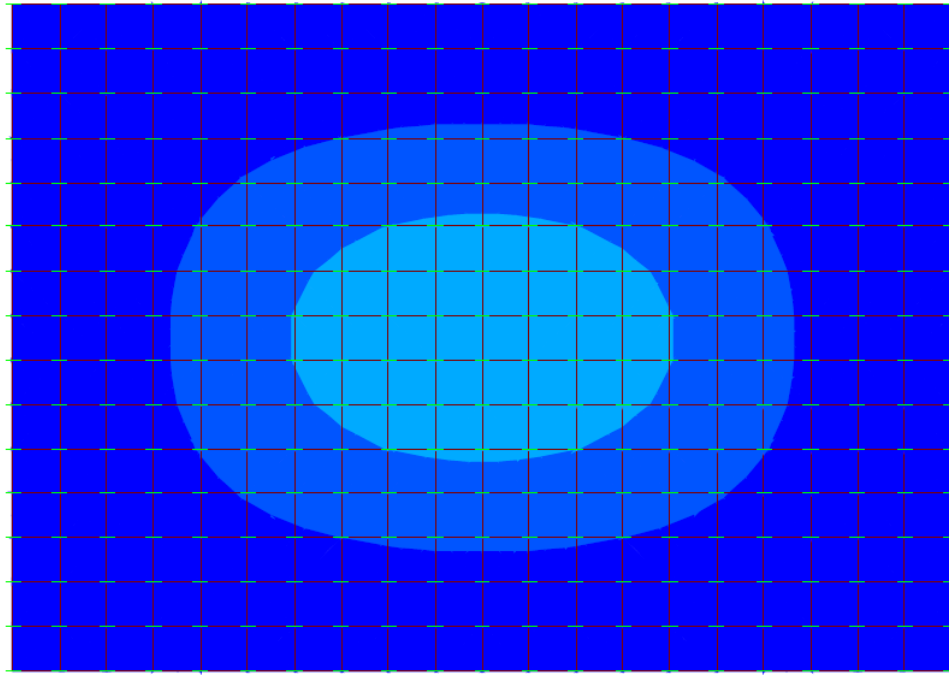
$$M_{\alpha\nu} = 13.60 \text{ kNm/m}$$



Σχήμα III.4 Κατακόρυφες ροπές πλάκας έδρασης

$$M_{\sigma\tau} = 91.95 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\alpha\nu} = 28.45 \text{ kNm/m}$$



Σχήμα III.5 Τάσεις εδάφους

$$\sigma_{max} = 48.80 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{min} = 25.90 \text{ kPa}$$