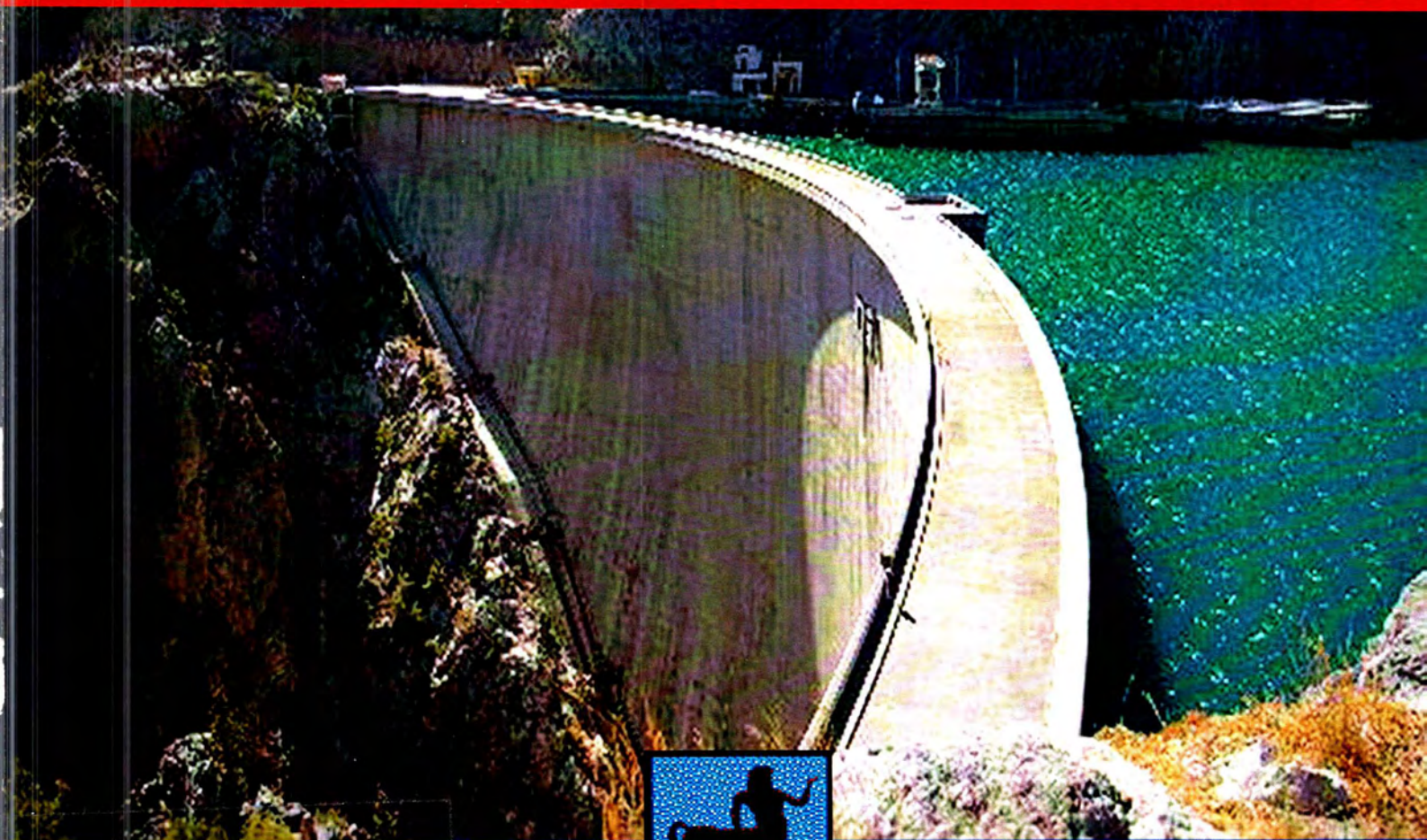


ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ  
ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ-ΝΕΡΟΥ-ΚΟΙΛΑΔΑΣ

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας



ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Μ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΝΤΑΚΟΥΛΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΦΟΙΤΗΤΕΣ :

ΚΟΥΣΙ ΑΝΔΡΕΑΣ  
ΧΡΥΣΙΚΟΥ ΕΥΡΙΔΙΚΗ

ΒΟΛΟΣ 2014





**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 12926/1  
Ημερ. Εισ.: 20-08-2014  
Δωρεά: Συγγραφέα  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ  
2014  
ΚΟΥ



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον επιβλέποντα καθηγητή μας κ. Ντακούλα Παναγιώτη για την βοήθεια, τις γνώσεις και τον χρόνο που μας παρείχε για την ολοκλήρωση αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Επίσης θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τις οικογένειές μας για την υποστήριξη και την συμπαράστασή τους όλα τα χρόνια των σπουδών μας.



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός τοξωτού φράγματος και η ανάλυση της συμπεριφοράς του υπό σεισμική διέγερση. Αναλυτικότερα, διερευνάται η συμπεριφορά ενός τοξωτού φράγματος με συγκεκριμένη γεωμετρία, το οποίο προσομοιώνεται σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που είναι το Abaqus, με σκοπό τη μελέτη της σεισμικής απόκρισης αυτού. Ταυτόχρονα γίνεται μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ φράγματος και νερού και κατά συνέπεια των υδροδυναμικών πιέσεων που αναπτύσσονται. Ο υπολογισμός των υδροδυναμικών πιέσεων γίνεται μέσα από διάφορες μαθηματικές θεωρίες. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η θεωρία Zangar(1952-1953). Αφού μελετήθηκε η δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του φράγματος και του νερού, διακριτοποιήθηκε η γεωμετρία του τοξωτού φράγματος στο πρόγραμμα Abaqus και πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με στατική και δυναμική φόρτιση. Με αυτό τον τρόπο προέκυψαν αποτελέσματα σχετικά με τη μετατόπιση του φράγματος στις τρεις διευθύνσεις (x,y,z) και τις τάσεις. Τα αποτελέσματα απεικονίζονται σε διαγράμματα για την καλύτερη κατανόηση και μελέτη, όπως επίσης παρουσιάζονται και όλα τα απαραίτητα σχήματα που δείχνουν τα βήματα που ακολουθήθηκαν κατά τη διάρκεια αυτής της μελέτης. Παρουσιάζονται οι τάσεις και οι αντίστοιχες βλάβες που δημιουργήθηκαν στο σώμα του φράγματος λόγω του σεισμού και συνεπώς προτείνονται λύσεις για αύξηση της αντοχής του φράγματος.



## **ABSTRACT**

The purpose of this thesis is to study an arched dam and analyze its behavior under seismic excitation. More specifically, in a given concrete arch dam geometry, the static and dynamic behavior is analyzed using a finite element program (Abaqus). In addition the study investigates the dynamic interaction between the dam and water and consequently the hydrodynamic pressures developed. The calculation of hydrodynamic pressures is performed through various mathematical theories. In this work the Zangar theory (1952-1953) is adopted. Having studied the dynamic interaction between the dam and the water, the arched dam geometry is discretized in Abaqus and behavior of the system under static and dynamic loads is investigated. In that way we were able to derive results on the displacement of the dam in three directions ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ) and stresses. The results are shown in diagrams for better understanding and study, as well presented all necessary drawings showing the steps followed during this work.



<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</b> .....	<b>8</b>
<b>ΓΕΝΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΚΑΙ ΑΡΧΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ</b> .....	<b>8</b>
1.1 ΣΚΟΠΟΣ ΚΑΙ ΟΦΕΛΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ .....	8
1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ .....	9
1.3 ΤΥΠΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ .....	10
1.4 ΤΡΟΠΟΣ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΥ ΤΥΠΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ.....	15
1.5 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΞΩΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ .....	17
1.6 ΑΙΤΙΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΝΟΣ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ .....	18
1.7 ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΣΤΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ .....	19
1.8 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ .....	20
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</b> .....	<b>21</b>
<b>ΜΕΛΕΤΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΝΕΡΟΥ</b> .....	<b>21</b>
2.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΝΕΡΟΥ.....	21
2.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ.....	22
2.2.1 ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ.....	22
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3</b> .....	<b>25</b>
<b>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΟ ABAQUS</b> .....	<b>25</b>
3.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ABAQUS .....	25
3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....	26
3.2.1 ΣΤΑΔΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ .....	26
3.2.2 ΣΦΑΛΜΑΤΑ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ .....	27
3.2.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΩΣΤΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ .....	27
3.2.4 ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ ΜΕ ΟΚΤΑΚΟΜΒΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....	28
3.3 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ .....	30
3.4 ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΒΗΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ .....	30
3.4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ .....	30
3.4.2 ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ .....	32
3.4.3 ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	32
3.4.4 ΟΜΑΔΟΠΟΙΗΣΗ ΚΟΜΒΩΝ .....	34
3.4.5 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΥΝΟΡΙΑΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ .....	35
3.4.6 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΦΟΡΤΙΩΝ .....	35

3.5 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ZANGAR .....	37
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 .....</b>	<b>38</b>
<b>ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ .....</b>	<b>38</b>
4.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ .....	38
4.2 ΜΕΛΕΤΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	39
4.2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ .....	39
4.2.1.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	39
4.2.1.2 ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ .....	39
4.2.1.3 ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ .....	40
4.2.1.4 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ .....	40
4.2.2 ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΩΣ ΥΛΙΚΟ ΣΩΜΑΤΟΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ .....	42
4.2.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ .....	43
4.3 ΤΑΛΑΝΤΩΣΗ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ .....	45
4.3.1 Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ .....	45
4.3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ RAYLEIGH .....	45
4.3.3 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ .....	48
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 .....</b>	<b>49</b>
<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....</b>	<b>49</b>
5.1 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ .....	49
5.1.1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	49
5.1.2 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	51
5.1.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	53
5.2 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΑΣΕΩΝ.....	55
5.2.1 ΤΑΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	55
5.2.2 ΤΑΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	59
5.2.3 ΤΑΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	63
5.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ .....	67
5.3.1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	67
5.3.2 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	69
5.3.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	71
5.4 ΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ .....	73
5.4.1 ΤΑΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	73
5.4.2 ΤΑΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	75

5.4.3 ΤΑΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	77
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 .....</b>	<b>79</b>
<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ</b>	
<b>ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....</b>	<b>79</b>
6.1 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ .....	79
6.1.1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	79
6.1.2 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	81
6.1.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	83
6.2 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΑΣΕΩΝ .....	85
6.2.1 ΤΑΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	85
6.2.2 ΤΑΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	90
6.2.3 ΤΑΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	93
6.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ .....	97
6.4 ΓΡΑΦΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΓΙΑ	
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ C37 .....	99
6.5 ΓΡΑΦΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΓΙΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ	
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ C25 ΚΑΙ C37.....	100
6.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	101
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΙ ΚΩΔΙΚΕΣ ΣΤΟ ΜΑΤΗΜΑΤΙΣΑ .....	102



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΓΕΝΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΚΑΙ ΑΡΧΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

### 1.1 ΣΚΟΠΟΣ ΚΑΙ ΟΦΕΛΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Το νερό όπως γνωρίζουμε είναι από τα σημαντικότερα αγαθά και παίζει σπουδαίο ρόλο στη ζωή του ανθρώπου και όλων των ζωντανών οργανισμών στη Γη. Οι άνθρωποι στην προσπάθειά τους να εξασφαλίσουν τις απαραίτητες ποσότητες νερού ξεκίνησαν να σχεδιάζουν και να κατασκευάζουν φράγματα. Το φράγμα είναι τεχνικό έργο που κατασκευάζεται κάθετα στην κοίτη ενός φυσικού ρεύματος (ποταμού) για την αποκοπή της ροής, με σκοπό την αποθήκευση, παροχέτευση ή ανάσχεση της πλημμυρικής παροχής του ρεύματος. Με την κατασκευή των φραγμάτων το νερό δεσμεύεται και χρησιμοποιείται για άρδευση, ύδρευση ή περικλείει ενέργεια εξ' αιτίας της διαφοράς στάθμης για την κίνηση υδροστρόβιλων και παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας. Αρχικά, η ανάγκη εξασφάλισης νερού για άρδευση ανάγκασε τους ανθρώπους να κατασκευάσουν φράγματα. Αργότερα ακολούθησε η υδροδυναμική αξιοποίηση του αποθηκευμένου νερού και η τόσο μεγάλη χρησιμότητα των φραγμάτων για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας. Τα φράγματα είναι τόσο δαπανηρά, αλλά με μεγάλη οικονομική απόδοση και γι' αυτό επιδιώκεται η κατασκευή τους. Η κατασκευή ενός φράγματος μελετάται ανάλογα με το σκοπό που πρόκειται να εξυπηρετήσει και βρίσκεται τόσο ο καλύτερος τύπος φράγματος όσο και οι απαιτούμενες διαστάσεις του. Τα φράγματα είναι έργα ιδιόμορφα και δεν είναι δυνατόν να τυποποιηθούν. Κάθε φράγμα έχει τη δική του λειτουργικότητα, τους δικούς του φυσικούς παράγοντες και το δικό του φυσικό περιβάλλον. Επί πολλά χρόνια τα φράγματα κατασκευάζονταν από εδαφικό υλικό και λιθορριπή, μέχρι που το σκυρόδεμα έγινε από τα πιο δημοφιλή οικοδομικά υλικά. Σε συγκεκριμένες τοπογραφικές μελέτες σε στενές κοιλάδες, οι μηχανικοί ξεκίνησαν να σχεδιάζουν φράγματα με ειδικό σχήμα και ιδιαίτερη δομική συμπεριφορά. Ταυτόχρονα μειώνουν τον όγκο της κατασκευής με έναν νέο σχεδιασμό γνωστό ως τοξωτό φράγμα. Η κατασκευή ενός φράγματος και η δημιουργία τεχνητής λίμνης δημιουργεί διαταραχές στο φυσικό περιβάλλον, μεγαλύτερες και εντονότερες από οποιοδήποτε άλλο έργο, γιατί στην περιοχή που κατακλύζεται από νερό του ποταμού

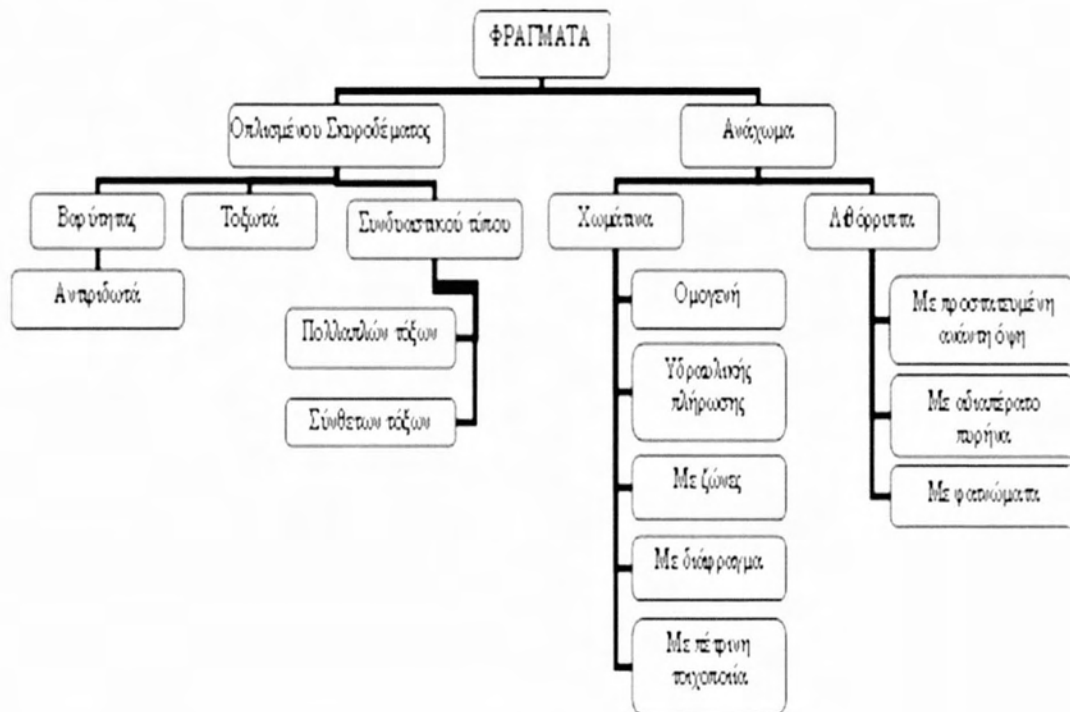
(λίμνη), συσσωρεύονται τεράστιες ποσότητες νερού με αποτέλεσμα το υπέδαφος να καταπονείται από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις. Εκτός όμως από τις πιέσεις, οι μεγάλες ποσότητες του νερού δημιουργούν προβλήματα διαβρώσεων, διαρροών ή ακόμα και κατολισθήσεων στην περιοχή του φράγματος που αν δεν προβλεφτούν για να ληφθούν τα κατάλληλα μέτρα, μπορεί να οδηγήσουν στην καταστροφή του.

## **1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ**

Η κατασκευή φραγμάτων ξεκίνησε πολύ παλιά, πριν από 6000 χρόνια περίπου, όταν ο άνθρωπος στην προσπάθειά του να καλύψει τις ανάγκες του για νερό κατασκεύασε τα πρώτα χωμάτινα φράγματα. Το αρχαιότερο γνωστό χωμάτινο φράγμα στον κόσμο χτίστηκε το 4000 π.Χ. περίπου στην πόλη Jawa της Ιορδανίας. Από τα αρχαιότερα θεωρείται επίσης το φράγμα Saddel-Kafara που κατασκευάστηκε στην Αίγυπτο την περίοδο 2950-2750 π.Χ. Στην Ελλάδα το αρχαιότερο γνωστό φράγμα είναι στην Μυκηναϊκή Αργολίδα. Με την πάροδο του χρόνου οι διαστάσεις των φραγμάτων γίνονταν μεγαλύτερες και οι τεχνικές κατασκευής τους συνεχώς βελτιώνονταν κυρίως λόγω της καλύτερης κατανόησης των ιδιοτήτων των υλικών κατασκευής. Η συμβολή της γεωλογίας στο σχεδιασμό φραγμάτων είναι εξαιρετικά σημαντική, το ίδιο και η ανάπτυξη της γεωτεχνικής μηχανικής. Η συμβολή του Terzaghi (1925) ειδικότερα αποδείχθηκε σταθμός στην κατανόηση της συμπεριφοράς των φραγμάτων.

### 1.3 ΤΥΠΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Σύμφωνα με τον Penman et al (1999) και την British Dam Society τα φράγματα ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες: τα φράγματα από σκυρόδεμα και τα αναχώματα. Οι δύο αυτές κατηγορίες διαιρούνται σε άλλες υποκατηγορίες με βάση τον τρόπο κατασκευής τους, το σχήμα τους, τον τρόπο με τον οποίο αναλαμβάνουν και μεταφέρουν τα φορτία (κυρίως του νερού) που δέχονται. Το σχήμα και γενικότερα τα χαρακτηριστικά των φραγμάτων μεταβάλλονται ανάλογα με την περιοχή και το σκοπό για τον οποίο κατασκευάζονται. Μία κατηγοριοποίηση των φραγμάτων γίνεται παρακάτω:



Σχήμα 1.3.1 Κατηγοριοποίηση φραγμάτων

Πιο αναλυτικά για τις κατηγορίες φραγμάτων ανάλογα με την κατασκευή και τη γεωμετρία τους:

- Τα φράγματα βαρύτητας είναι κατασκευασμένα από σκυρόδεμα και κατασκευάζονται με άξονα ευθύ ή καμπύλο σε κάτοψη. Βασική προϋπόθεση είναι η εμφάνιση βραχώδους υποβάθρου κοντά στη θέση θεμελίωσης του φράγματος και με αντοχή που κυμαίνεται από 850-1100 ΚΡα. Τα φράγματα αυτά απαιτούν μεγάλες ποσότητες από σκυρόδεμα και το κατακόρυφο βάρος



τους δημιουργεί την τριβή που αντιστέκεται στην τεράστια υδροστατική πίεση. Αν μελετηθούν και κατασκευαστούν σωστά, ιδιαίτερα η θεμελίωσή τους, είναι ίσως τα πιο ασφαλή φράγματα και τα λιγότερο επιρρεπή σε αστοχίες σε συνάρτηση με το χρόνο. Η πιο κατάλληλη θέση για την κατασκευή τέτοιου είδους φράγματος είναι εκεί που το βραχώδες υπόβαθρο εμφανίζεται σχετικά κοντά στην επιφάνεια, τόσο στη θέση θεμελίωσης, όσο και στα πρανή του.



**Σχήμα 1.3.2** Φράγμα βαρύτητας

- Τα αντιρηδωτά φράγματα είναι φράγματα βαρύτητας με αυξημένα κενά και είναι στην πραγματικότητα κούφια φράγματα βαρύτητας. Παρουσιάζουν οικονομία όγκου σε σχέση με τα φράγματα βαρύτητας που μπορεί να φτάσει και το 1/6 αυτού και αποτελούνται από δύο μέρη. Το πρώτο μέρος είναι ένα λεπτό τοίχωμα, επίπεδο ή καμπύλο με σχετικά μικρό βάρος, κάθετα στον άξονα του ρεύματος και κεκλιμένο ως προς την κατακόρυφο, που παραλαμβάνει την υδροστατική πίεση και τη μεταβιβάζει στις αντιρήδες. Το δεύτερο μέρος είναι οι αντιρήδες με διεύθυνση παράλληλη προς τον άξονα του ρεύματος, που



παραλαμβάνουν τις δυνάμεις από το τοίχωμα και τις μεταφέρουν στο έδαφος.



Σχήμα 1.3.3 Αντιρηδωτόφράγμα

- Τα τοξωτά φράγματα έχουν σε κάτοψη τοξοειδή μορφή και εργάζονται σαν αμφίπακτα τόξα. Λόγω του μικρού του πάχους ένα τοξωτό φράγμα επηρεάζεται από τη θερμοκρασία του περιβάλλοντος και ιδιαίτερα από το γεγονός ότι η ανάντη επιφάνειά του είναι στο μεγαλύτερο μέρος της βυθισμένη στο νερό, ενώ η κατόντη είναι εκτεθειμένη στην ατμόσφαιρα. Το γεγονός αυτό δημιουργεί μια διαφοροποίηση στη συστοδιαστολή των δύο επιφανειών που αναπτύσσει σοβαρές τάσεις στη μάζα του σκυροδέματος. Περισσότερα στοιχεία για τα τοξωτά φράγματα αναφέρονται και παρακάτω, εφόσον το συγκεκριμένο είδος φραγμάτων μελετάται εκτενέστερα σε αυτή τη μελέτη.
- Τα χωμάτινα φράγματα κατασκευάζονται με γαιώδη υλικά που διατηρούν τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά τους, τοποθετούνται κατά επάλληλες στρώσεις και συμπυκνώνονται με μηχανικά μέσα. Αντλούν την αντοχή τους από την τοποθέτηση, το συντελεστή εσωτερικής τριβής και τη συνάφειά τους. Παρά τη συμπύκνωση αφήνουν κενά ανάμεσα στους κόκκους, που οδηγεί στη δημιουργία μιας εύπλαστης και εύκαμπτης μάζας που μπορεί να



παρακολουθήσει ελαφρές υποχωρήσεις του εδάφους, στο οποίο θεμελιώνεται, χωρίς να δημιουργήσει κίνδυνο καταστροφής. Ο τραπεζοειδής όγκος του φράγματος με το βάρος του ισορροπεί την υδροστατική πίεση των υδάτων. Στο εσωτερικό της διατομής του φράγματος και κατά μήκος του άξονά του κατασκευάζεται ένα στρώμα αδιαπέρατο, αποτελούμενο από συμπυκνωμένη, υψηλής πλαστιμότητας άργιλο, που αποτελεί τον λεγόμενο πυρήνα της διατομής. Από τον πυρήνα και μέχρι ορισμένο βάθος κατασκευάζεται διάφραγμα για την ανακοπή της υπόγειας ροής του νερού. Γύρω από τον πυρήνα τοποθετούνται υλικά όχι απαραίτητα αδιαπέρατα, που διαμορφώνουν το σώμα του φράγματος. Τα χωμάτινα φράγματα προτιμούνται από τα φράγματα από σκυρόδεμα γιατί δεν απαιτούν άριστη ποιότητα του εδάφους.



**Σχήμα 1.3.4** Χωμάτινο φράγμα

- Ένα λιθόρριπτο φράγμα κατασκευάζεται ως ένα ανάχωμα με λίθους διαφόρων μεγεθών που εξασφαλίζουν την σταθερότητα της ανάντη αδιαπέρατης ζώνης. Στην ίδια κατηγορία κατατάσσονται και τα φράγματα με κεντρικό χωμάτινο αδιαπέρατο πυρήνα με την κύρια διαφορά ότι η κύρια μάζα της επιχωμάτωσης αποτελείται από λίθους. Οι λίθοι που απαρτίζουν το σώμα στήριξης του φράγματος πρέπει να έχουν γωνίες (ακανόνιστο σχήμα), δηλαδή να προέρχονται από λατομείο. Στην ιδανική περίπτωση οι λίθοι πρέπει να είναι ομοιόμορφου μεγέθους και να μη περιέχονται χαλίκια ή λεπτότεροι κόκκοι γιατί τα υλικά αυτά θα υποχωρήσουν μεταξύ των λίθων μεγαλύτερου μεγέθους με αποτέλεσμα την αστάθεια όλης



της κατασκευής. Συνήθως η λιθορριπή τοποθετείται κατά στρώσεις, κάθε μία πάχους της τάξεως του 1m, και κάθε μία συμπιέζεται με δονητή.



**Σχήμα 1.3.5** Λιθόρριπτο φράγμα

#### 1.4 ΤΡΟΠΟΣ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΥ ΤΥΠΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Η επιλογή της θέσης ενός φράγματος γίνεται με βάση τα γεωλογικά και μορφολογικά χαρακτηριστικά της περιοχής κατά τη φάση της προκαταρκτικής μελέτης. Από τη θέση κατασκευής ενός φράγματος προκύπτει ο καταλληλότερος τύπος φράγματος. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η κοιλάδα, στην οποία η κατά μήκος τομής της επηρεάζει το χώρο της λεκάνης κατάκλισης (ταμιευτήρας φράγματος), όπως και το ύψος του φράγματος. Ενώ η εγκάρσια τομή της κοιλάδας αφορά το πλάτος και συνήθως τον τύπο του φράγματος. Συνήθως σε κοιλάδες με απότομη κλίση πρανών το φράγμα έχει μεγάλο ύψος, ο ταμιευτήρας μικρή χωρητικότητα, αλλά το νερό έχει μεγάλη δυναμική ενέργεια και γι' αυτό τον λόγο θεωρείται ιδανική θέση για υδροηλεκτρικά φράγματα. Αντίθετα σε κοιλάδες με ήπια κλίση πρανών ο ταμιευτήρας έχει μεγάλη χωρητικότητα. Η εγκάρσια τομή σε μία κοιλάδα βοηθάει στην επίλογη του καταλληλότερου τύπου φράγματος. Μελετάται η σχέση μήκος προς ύψος ( $l/h$ ) προκειμένου να επιλεγεί η πιο συμφέρουσα λύση τόσο από άποψη χωρητικότητας, όσο και από άποψη κόστους. Με βάση την παραπάνω σχέση έχει προκύψει ο παρακάτω πίνακας (Walters1962):

ΛΟΓΟΣ $l/h$	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΚΟΙΛΑΔΑΣ	ΤΥΠΟΣ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ
$<3$	Πολύ στενή κοιλάδα, φαράγγι	Τοξωτό
$3 < \frac{l}{h} < 6$	Στενή κοιλάδα	Βαρύτητας
$>6$	Ευρεία κοιλάδα	Λιθόρριπτα, Χωμάτινα

Πίνακας 1.4.1 Κριτήρια επιλογής τύπου φράγματος

Παρακάτω υπάρχει ένας πίνακας με επιπλέον κριτήρια για την καλύτερη επιλογή του τύπου φράγματος.

	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΛΟΓΗΣ	ΧΩΜΑΤΙΝΟ Η ΛΙΘΟΡΡΙΠΤΟ ΦΡΑΓΜΑ	ΦΡΑΓΜΑ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ	ΤΟΞΩΤΟ ΦΡΑΓΜΑ
ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΑ	Απαιτούμενος λόγος ύψος : Εύρος	>1:2		>1:5
	Ασυμμετρία της κοιλάδας	Μικρή επίδραση	Μικρή επίδραση	Σημαντική επίδραση
	Κατάντη μορφολογία	Μικρή επίδραση	Σχεδόν χωρίς επίδραση	Αποφασιστική
	Υπερχειλιστής	Συχνά δυσκολίες(τοπογραφικά προβλήματα)	Συνήθως πολύ απλός	Απλός
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΠΕΤΡΩΜΑΤΟΣ	Επίδραση δομής βράχου	Μικρή	Μικρή	Μέγιστης σημασίας
	Μηχανικές ιδιότητες βραχώμαζας	Μικρής σημασίας	Με σημασία	Με μεγάλη σημασία
	Υδραυλικές ιδιότητες βραχώμαζας	Πολύ υψηλής σημασίας. Διάβρωση. Κίνδυνος για το έργο	Μεγάλης σημασίας στα πρηνή	
ΣΕΙΣΜΟΣ	Επίδραση στην ασφάλεια	Μικρή	Μικρή	Μέση
ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗ	Συχνότητα βλαβών	6,3%	2,7%	3,6%
	Σε πλημμύρα	Εξαιρετικά υψηλή	Πολύ χαμηλή	Χαμηλή
	Ασφάλεια της δομής του έργου	Υψηλή	Μέση	Χαμηλή
	Υπέδαφος	Μέση	Μέση	Υψηλή
	Επίδραση αστάθειας κλιτύων ταμειυτήρα στην ασφάλεια του έργου	Εξαιρετικά υψηλή	Πολύ χαμηλή	Χαμηλή
	Υλικά κατασκευής	Μεγάλος όγκος, σημασία οι μικρές αποστάσεις μεταφοράς	Μεγάλοι όγκοι, σημασία οι μικρές αποστάσεις μεταφοράς	Μικροί όγκοι, μικρότερης σημασίας η μεταφορά

**Πίνακας 1.4.2** Κριτήρια επιλογής τύπου φράγματος



## 1.5 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΞΩΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Με τον όρο τοξωτό φράγμα εννοείται ένα συμπαγές φράγμα με μορφή τόξου ή αψίδας, το οποίο κατασκευάζεται από σκυρόδεμα που καμπυλώνεται στα ανάντη. Ανήκει στην κατηγορία των δύσκαμπτων φραγμάτων όπως και τα φράγματα βαρύτητας. Το τοξωτό φράγμα είναι σχεδιασμένο έτσι ώστε να δέχεται τη δύναμη του νερού, γνωστή ως υδροστατική πίεση. Τέτοιου είδους φράγμα είναι κατάλληλο για στενά φαράγγια και χαράδρες. Δεδομένου ότι είναι λεπτότερο από οποιοδήποτε άλλο είδος φραγμάτων, το καθιστά οικονομικό και πρακτικό σε απομακρυσμένες περιοχές, εφόσον απαιτείται λιγότερο υλικό κατασκευής. Τα τοξωτά φράγματα φέρουν φορτία τόσο στο κατακόρυφο, όσο και στο οριζόντιο επίπεδο και συνεπώς πρέπει να αναλυθούν στις τρεις διαστάσεις για να φανεί η αληθινή συμπεριφορά της κατασκευής. Επίσης απαιτούν επαρκή βραχώδη θεμέλια και θα πρέπει τα πετρώματα στα πρηνή να είναι υψηλών αντοχών και να μην έχουν δυσμενή προσανατολισμό οι ασυνέχειες των πετρωμάτων ως προς το φράγμα. Εκτός από το τυπικό τοξωτό φράγμα υπάρχει και το τοξωτό φράγμα που το τόξο του αποτελεί τμήμα έλλειψης και παρουσιάζει πολλαπλή καμπυλότητα. Παρακάτω παρουσιάζεται μία ενδεικτική φωτογραφία τοξωτού φράγματος.



Σχήμα 1.5.1 Φράγμα Ταυρωπού (χαρακτηριστικό τοξωτό φράγμα)

## 1.6 ΑΙΤΙΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΝΟΣ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Οι λόγοι που προκαλούν αστοχία σε ένα φράγμα κατά κύριο λόγο αναφέρονται παρακάτω:

- Θραύση θεμελίωσης
- Υποπίεσεις, διαβρώσεις και υδραυλικές υποσκαφές
- Σεισμικές βλάβες και μετακινήσεις ρηγμάτων
- Μεγάλες παραμορφώσεις στη θεμελίωση του φράγματος
- Μεγάλες παραμορφώσεις στο σώμα του φράγματος
- Λάθη κατά τον σχεδιασμό ή την κατασκευή
- Γεωλογικά προβλήματα στη θεμελίωση που δεν έχουν εντοπιστεί εγκαίρως

Κρίνεται αναγκαίο να έχει πραγματοποιηθεί μία εμπεριστατωμένη μελέτη πριν την κατασκευή ενός φράγματος γιατί σε περίπτωση αστοχίας, οι συνέπειες θα είναι πολύ σοβαρές. Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα αστοχίας φράγματος αφορά ένα τοξωτό φράγμα στη Νότια Γαλλία. Το τοξωτό φράγμα Malpasset κατασκευάστηκε πάνω σε υγιή και μέτρια ρηγματωμένο γνεύσιο που ήταν πρακτικά αδιαπέρατος από το νερό. Ωστόσο το φράγμα καταστράφηκε σκοτώνοντας 350 ανθρώπους λίγο πριν την τελική στάθμη πλήρωσης του ταμιευτήρα. Για την αστοχία υπήρξε συγκυρία παραγόντων και συγκεκριμένα οι έντονες βροχοπτώσεις που υπήρξαν λίγο πριν την πλήρωση του φράγματος εγκλωβίζοντας νερό στις επιφανειακές ρηγματώσεις του γνευσίου, η απουσία αποστραγγιστικών έργων κάτω από το φράγμα, όπως και η ύπαρξη ενός ρήγματος πληρωμένου με αργιλικό υλικό, που διερχόταν κάτω από το φράγμα δημιουργώντας με τις ρωγμές ένα δίδρο πάνω στο οποίο ασκούσαν υδροστατικές πιέσεις, οδήγησαν στην εκτίναξη του δίδρου πάνω στο οποίο είχε θεμελιωθεί το φράγμα. Πριν από την κατασκευή του φράγματος είχε προηγηθεί γεωλογική έρευνα που όμως δεν επισήμανε την ύπαρξη ρήγματος, αλλά ούτε και η γεωλογική έκθεση με τον τρόπο που είχε γραφτεί μπορούσε να γίνει αντιληπτή από τον πολιτικό μηχανικό.

## 1.7 ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΣΤΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ

Η κατασκευή ενός φράγματος σε ένα ποταμό και η δημιουργία τεχνητής λίμνης (ταμιευτήρας), μετατρέπει το φυσικό ποτάμιο σύστημα σε λιμναίο. Η ανθρώπινη αυτή επέμβαση επιφέρει κάποιες περιβαλλοντικές επιπτώσεις. Οι κυριότερες από αυτές, προέρχονται από τη δημιουργία της τεχνητής λίμνης που έχει ως συνέπεια της κατάκλιση μεγάλων εκτάσεων, τη διακοπή της ροής του ποτάμιου συστήματος και τη διακοπή της τροφοδοσίας των κατόντη εκτάσεων με φερτές ύλες. Όλα τα παραπάνω, επιδρούν ως ένα βαθμό στην αλλαγή της χλωρίδας και πανίδας της περιοχής, καθώς επίσης και στο τοπικό κλίμα. Από την άλλη πλευρά, τα θετικά χαρακτηριστικά της υδροηλεκτρικής ενέργειας σε συνδυασμό με την περιβαλλοντική ευαισθησία και την κατάρτιση άρτιων Μελετών Περιβαλλοντικών Επιπτώσεων, όπου καταγράφονται οι προτεραιότητες προστασίας και ανάδειξης της περιοχής, καταδεικνύουν τη συνολικά θετική συνεισφορά των ΥΗΕ στο περιβάλλον. Η υδροηλεκτρική ενέργεια αποτελεί καθαρή ανανεώσιμη ενέργεια με μηδενικό κόστος καυσίμου και μηδενικές εκπομπές ρύπων, ενώ η ευελιξία των μονάδων επιτρέπει τη χρήση της για την κάλυψη των αιχμών ζήτησης. Η κατασκευή των ΥΗΕ, ως έργα πολλαπλής σκοπιμότητας, εκτός από την παραγωγή της ηλεκτρικής ενέργειας, καλύπτει ζωτικές ανάγκες ευρύτερης εθνικής σημασίας, όπως ύδρευση, άρδευση, αντιπλημμυρική προστασία και διατήρηση οικοσυστημάτων ενώ παράλληλα συμβάλλει σημαντικά και στη διαχείριση των υδατικών πόρων της χώρας. Όλα τα παραπάνω, γίνονται αντιληπτά στον επισκέπτη της περιοχής όπου βρίσκονται τα ΥΗΕ, μέσω της ποικιλίας των μορφών ζωής, των ειδών της χλωρίδας και της πανίδας, που περιγράφεται ικανοποιητικά με τον όρο βιοποικιλότητα. Η βιοποικιλότητα της ευρύτερης περιοχής των ΥΗΕ συνδέεται άμεσα ή έμμεσα με αυτά, προσδίδοντάς τους επίσης τουριστικό και επιστημονικό ενδιαφέρον. Οι νέοι οικότοποι, με λιμναίες πλέον οικολογικές συνθήκες, ευνοούν την ανάπτυξη αρκετών υδρόβιων οργανισμών (ψαριών και αμφίβιων), που προσφέρουν τροφή και καταφύγιο σε μεγάλο αριθμό αποδημητικών ή μη πουλιών, με τα πρώτα να χρησιμοποιούν τους ταμιευτήρες ως ενδιάμεσους σταθμούς στο μακρύ τους ταξίδι.



## 1.8 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Γενικά είναι παραδεκτό ότι οι σεισμοί μπορούν να προκαλέσουν μικρές ή μεγάλες ζημιές στα φράγματα με μικρές όμως πιθανότητες ολοκληρωτικής καταστροφής. Ένας σεισμός μπορεί να προκαλέσει ρηγματώσεις, καθιζήσεις, μετακινήσεις ή και ρευστοποιήσεις στα υλικά ενός φράγματος. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις συνήθως δημιουργούνται στις επιφάνειες επαφής διαφορετικών υλικών, ή σε απότομες αλλαγές στις διατομές. Το μέγεθος των μετακινήσεων που μπορεί να υπάρξουν πριν αυτές γίνουν επικίνδυνες εξαρτάται από τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί και από την λεπτομέρεια της εσωτερικής διατομής του φράγματος. Οι αυξήσεις των πιέσεων των νερών των πόρων είναι άλλο ένα φαινόμενο που παρατηρείται σε ένα σεισμό. Τέτοιες αυξήσεις έχουν σαν αποτέλεσμα την μείωση των ενεργών τάσεων στα υλικά και την ταυτόχρονη μείωση του συντελεστή ασφάλειας. Ρευστοποίηση είναι ίσως ένα από τα σοβαρότερα προβλήματα που μπορεί να προκληθούν από ένα σεισμό. Ρευστοποίηση είναι η μεγάλη μείωση της αντοχής των υλικών κατά την διάρκεια σεισμικών δονήσεων. Αυτό προκαλείται κυρίως από αυξήσεις των πιέσεων του νερού των πόρων και ταυτόχρονη μείωση των αντοχών. Συνέπεια της ρευστοποίησης μπορεί να είναι μια αστοχία του ανάντη κυρίως πρανούς που μπορεί να οδηγήσει και σε πλήρη κατάρρευση του φράγματος.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΜΕΛΕΤΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΝΕΡΟΥ

### 2.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΝΕΡΟΥ

Ένα από τα βασικά αντικείμενα μελέτης στην παρούσα εργασία αποτελεί η δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ φράγματος και νερού και στη συνέχεια ο υπολογισμός των υδροδυναμικών πιέσεων. Η δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ φράγματος και νερού παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον για τους επιστήμονες της σεισμικής μηχανικής, καθώς κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής διέγερσης αναπτύσσονται σημαντικές υδροδυναμικές ωθήσεις πάνω στο σώμα του φράγματος. Από το 1993 στις κατασκευές που υφίστανται ταλάντωση λόγω σεισμικής διέγερσης και βρίσκονται σε επαφή με το νερό, οι υδροδυναμικές πιέσεις που αναπτύσσονται, υπολογίζονται με βάση την παραδοχή ότι το νερό είναι ασυμπίεστο και με τη χρήση της μεθόδου της προστιθέμενης μάζας. Η μέθοδος αυτή προτάθηκε για πρώτη φορά από τον Westergard για κατακόρυφες επιφάνειες και στην πορεία από τον Zangar για κεκλιμένες επιφάνειες. Οι προσεγγίσεις αυτές χρησιμοποιούνται ευρέως σήμερα λόγω της ευκολίας να ενσωματωθούν σε κώδικες πεπερασμένων στοιχείων. Παρόλα αυτά τα αποτελέσματα που προκύπτουν με την τεχνική της προστιθέμενης μάζας, μπορεί να είναι συντηρητικά οδηγώντας έτσι σε λανθασμένες αποφάσεις. Με τους κώδικες πεπερασμένων στοιχείων δίνεται η δυνατότητα να ληφθεί υπόψη η συμπίεστικότητα του νερού, όμως πιθανόν να προκύψουν κάποια άλλα αριθμητικά προβλήματα. Οι υδροδυναμικές πιέσεις μπορούν να υπολογιστούν και με άλλες μεθόδους, όπως για παράδειγμα με ρευστά στοιχεία (fluid elements) ή ακουστικά στοιχεία (acoustic elements).

## 2.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ

### 2.2.1 ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ

Η πιο γνωστή μέθοδος προστιθέμενης μάζας προκύπτει από τη θεωρία Westergaard(1993)στην οποία: (α) το φράγμα θεωρείται άκαμπτο, (β) το νερό θεωρείται ασυμπίεστο, και (γ) το νερό εκτείνεται σε άπειρη θεωρητικά απόσταση πίσω από το φράγμα (σχηματίζει μια ημίσειρη στρώση). Οι προαναφερθείσες παραδοχές οδηγούν σε αυξημένες ωθήσεις πίσω από τα φράγματα. Συνεπώς, επειδή οδηγούν σε μάλλον συντηρητικό σχεδιασμό, θα πρέπει να επανεξεταστεί το κατά πόσο ισχύουν στην πραγματικότητα, για να γίνει μια πιο σωστή εκτίμηση της υδροδυναμικής καταπόνησης των φραγμάτων, έτσι ώστε να είναι δυνατός ο οικονομικότερος σχεδιασμός τους. Με βάση τη θεωρία αυτή προτείνεται ο παρακάτω τύπος για τον υπολογισμό της προστιθέμενης μάζας και κατά συνέπεια των υδροδυναμικών πιέσεων:

$$m = \frac{7}{8} * (\sqrt{H * y}) * \frac{\gamma_w}{g} * A \quad (2.2.1)$$

*m=προστιθέμενη μάζα*

*H=ύψος δεξαμενής*

*y=βάθος δεξαμενής*

*$\gamma_w$ =ειδικό βάρος νερού*

*g=επιτάχυνση της βαρύτητας*

*A=εμβαδό περιοχής γύρω από τον κόμβο*

Στην πορεία πραγματοποιήθηκε μελέτη των υδροδυναμικών πιέσεων σε φράγματα με κλίση προς την ανάντη επιφάνεια από τον Zangar (1952-1953). Το έργο αυτό θεωρεί το νερό ως ασυμπίεστο και ασχολείται με τις εξισώσεις της μηχανικής των ρευστών. Ο Zangar παρατήρησε τη σχέση μεταξύ των παραγόμενων εξισώσεων και των εξισώσεων που περιγράφουν την ηλεκτρική ενέργεια και συνεπώς πραγματοποίησε πειράματα χρησιμοποιώντας ένα ηλεκτρικό ανάλογο. Παρουσίασε αποτελέσματα που προέκυψαν και από το πείραμα και από μία αναλυτική έκφραση. Οι προστιθέμενες μάζες για κάθε στοιχείο υπολογίζονται από την παρακάτω εξίσωση:

$$m_{zi} = C * \rho * H * A_i \quad (2.2.2)$$

$c$ = συντελεστής πίεσης που υπολογίζεται είτε από τον παρακάτω τύπο, είτε από το διάγραμμα 1

$\rho$ = πυκνότητα νερού

$H$ = ύψος φράγματος

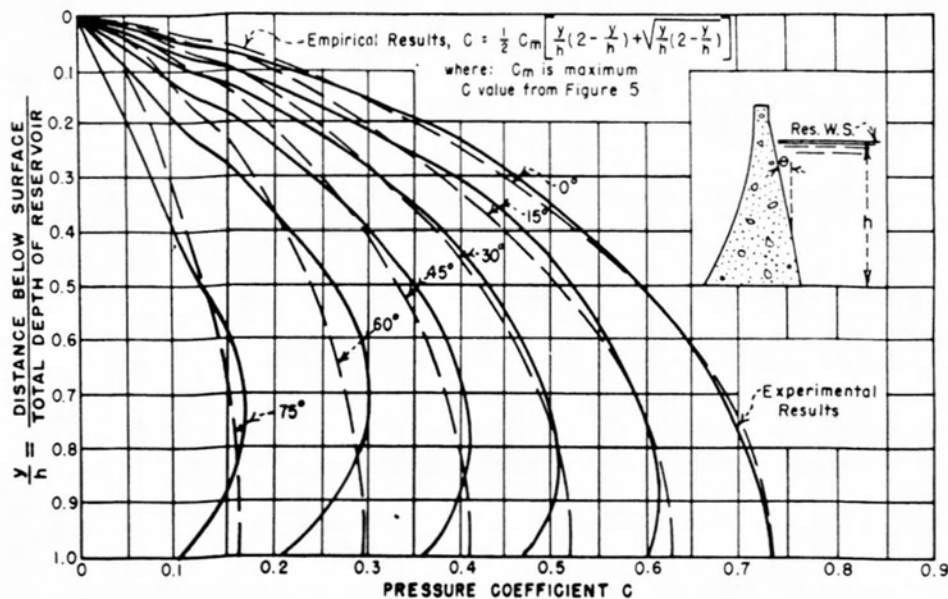
$A_i$ = εμβαδό στοιχείου

$$C = \frac{cm}{2} \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (2.2.3)$$

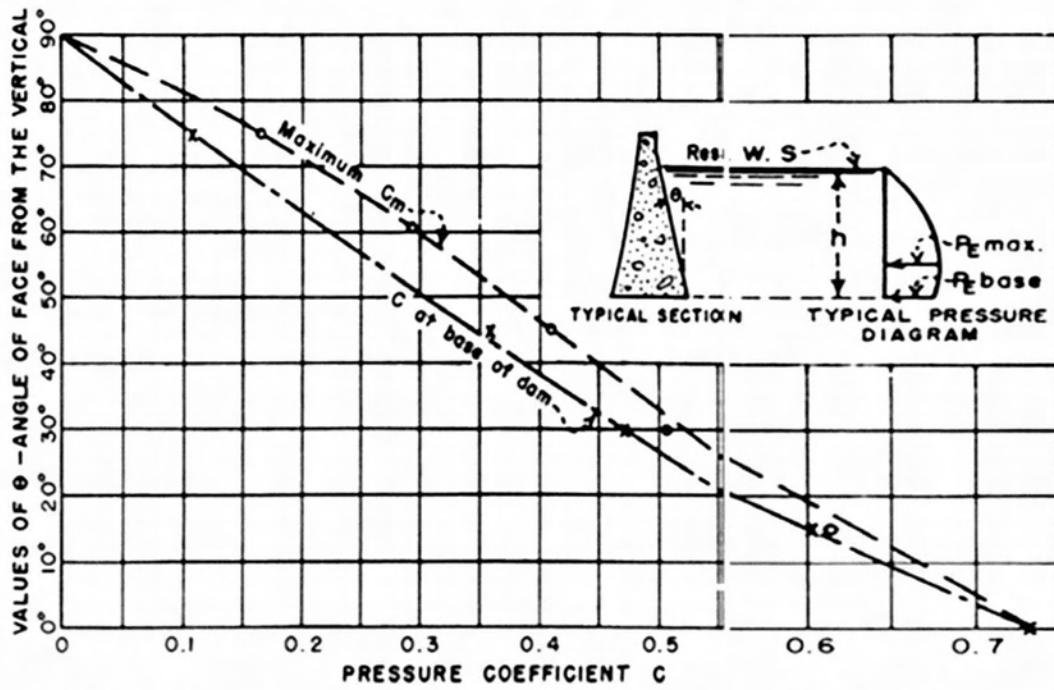
$y$ = κατακόρυφη απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια

$h$ = ύψος φράγματος

$c_m$ = η μέγιστη τιμή του  $c$ , η μεταβολή του  $c$  και του  $c_m$  με την τιμή της γωνίας κλίσης  $\theta$  φαίνεται στο διάγραμμα 2



**Σχήμα 2.2.1** Τιμές του συντελεστή πίεσης  $c$ , η συνεχής γραμμή αντιπροσωπεύει τα πειραματικά αποτελέσματα, ενώ η διακεκομμένη γραμμή αντιπροσωπεύει την εμπειρική εξίσωση που πρότεινε ο Zangar (1952).



Σχήμα 2.2.2 Μέγιστος συντελεστής υδροδυναμικής πίεσης  $c_m$  και τιμή συντελεστή υδροδυναμικής πίεσης στη βάση του κεκλιμένου φράγματος  $c$  ως προς την γωνία κλίσης (Zangar 1952)



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΟ ABAQUS

### 3.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ABAQUS

Το Abaqus είναι ένα λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο κυκλοφόρησε το 1978. Το λογισμικό αυτό έχει πολύ ευρύ φάσμα χρήσης για τους μηχανικούς. Είναι ιδιαίτερα δημοφιλές σε ερευνητικά και ακαδημαϊκά ιδρύματα, λόγω της μεγάλης ικανότητας μοντελοποίησης υλικών. Στη παρούσα εργασία παρέχει προηγμένες ικανότητες στην υπολογιστική ρευστοδυναμική. Τα πεπερασμένα στοιχεία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό παραμορφώσεων και μετατοπίσεων ενός δομικού έργου, το οποίο επιβάλλεται σε φορτίσεις με τη χρήση κάποιας αριθμητικής υπολογιστικής μεθόδου. Δεδομένου ότι η γεωμετρία του τοξωτού φράγματος μπορεί να εισαχθεί απευθείας στο Abaqus, πρέπει να γίνουν κάποια βήματα πριν από την ανάλυση. Μερικά από αυτά είναι η διακριτοποίηση του μοντέλου, ο ορισμός των υλικών και η ρύθμιση των συνοριακών συνθηκών. Κατά την ανάλυση είναι δυνατό να υπολογιστούν οι τάσεις, οι μετατοπίσεις, οι επιταχύνσεις και οι βλάβες. Στη παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκαν πολλές αναλύσεις. Πρώτα, με χρήση ελαστικού σκυροδέματος έγινε στατική και δυναμική ανάλυση και στη συνέχεια με την εφαρμογή ελαστοπλαστικού σκυροδέματος πραγματοποιήθηκαν ομοίως αναλύσεις για στατική και δυναμική φόρτιση.

## 3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

### 3.2.1 ΣΤΑΔΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μία προσεγγιστική μέθοδος επιλύσεως μερικών διαφορικών εξισώσεων και ως εκ τούτου χρειάζεται κάποια κριτήρια ελέγχου της ποιότητας των αποτελεσμάτων, δεδομένου ότι η ακριβής αναλυτική λύση του προβλήματος δεν είναι γνωστή. Στην περίπτωση της αναλύσεως των κατασκευών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ακολουθούνται τα εξής στάδια:

- 1) Μετάβαση από το φυσικό πρόβλημα που είναι η κατασκευή στο μαθηματικό προσομοίωμα δηλαδή τον φορέα. Κατά το στάδιο αυτό γίνεται η εξιδανίκευση της κατασκευής ως προς τη μορφή και τη δομητική λειτουργία των μελών της. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, καθώς και η συμπεριφορά της κατασκευής κατά τη φόρτιση. Προσδιορίζονται τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή, όπως και οι συνοριακές συνθήκες (εξιδανίκευση της θεμελίωσης, περιορισμός μετατοπίσεων). Το μαθηματικό προσομοίωμα διέπεται από τις κυρίαρχες διαφορικές εξισώσεις ισορροπίας και τις συνοριακές συνθήκες που χαρακτηρίζουν τη συμπεριφορά του φορέα.
- 2) Μετάβαση από το μαθηματικό προσομοίωμα στο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Κατά το στάδιο αυτό γίνεται η επιλογή των πεπερασμένων στοιχείων για την καταλληλότερη προσομοίωση του φορέα. Μορφώνεται το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων και υπολογίζονται τα μητρώα στιβαρότητας και οι ισοδύναμες δράσεις των στοιχείων και μορφώνεται η τελική μητρική εξίσωση ισορροπίας του φορέα.
- 3) Μετάβαση από το προσομοίωμα των πεπερασμένων στοιχείων στο υπολογιστικό προσομοίωμα. Το στάδιο αυτό περιλαμβάνει την αριθμητική επεξεργασία του προσομοιώματος των πεπερασμένων στοιχείων από τον Η/Υ. Υπολογίζεται το καθολικό μητρώο στιβαρότητας και το καθολικό διάνυσμα των ισοδύναμων δράσεων. Ακολουθεί η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας και ο υπολογισμός των τάσεων και των εντατικών μεγεθών.

### 3.2.2 ΣΦΑΛΜΑΤΑ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Σε κάθε στάδιο υπάρχει ο κίνδυνος δημιουργίας σφαλμάτων τα οποία ανάλογα με τη σοβαρότητάς τους μπορεί να επηρεάσουν σημαντικά την αξιοπιστία της ανάλυσης. Τα σφάλματα αυτά διακρίνονται σε:

- Σφάλματα προσομοίωσης που εξαρτώνται από τον βαθμό πιστότητας του φορέα προς την κατασκευή
- Σφάλματα διακριτοποίησης τα οποία εξαρτώνται από τον τύπο και την πυκνότητα του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων
- Σφάλματα αριθμητικά που αφορούν την ακρίβεια με την οποία γίνονται οι πράξεις από τον Η/Υ και τα οποία είναι δυνατόν να αλλοιώσουν σημαντικά τα τελικά αποτελέσματα.

### 3.2.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΩΣΤΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Για την προσομοίωση μίας κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία απαιτείται η κατανόηση της δομητικής συμπεριφοράς της κατασκευής για την επιλογή του κατάλληλου τύπου και πλήθους στοιχείων. Θα πρέπει να αποφευχθούν στοιχεία με κακή γεωμετρία ή μεγάλου μεγέθους, τα οποία αδυνατούν να καταγράψουν απότομες μεταβολές των εντατικών μεγεθών στην κατασκευή. Ακόμα θα πρέπει να αποφευχθεί η άσκοπη πύκνωση του δικτύου η οποία απαιτεί χρόνο προετοιμασίας δεδομένων και υπολογιστικής εργασίας, χωρίς όμως να προσφέρει μεγαλύτερη ακρίβεια. Ο έλεγχος των αριθμητικών αποτελεσμάτων είναι απαραίτητος διότι είναι πολύ εύκολο να γίνουν λάθη κατά την προσομοίωση της κατασκευής. Αρχικά ελέγχονται οι μετατοπίσεις και συγκρίνεται η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα με την αναμενόμενη λόγω της συγκεκριμένης φόρτισης και των συνθηκών στηρίξεως. Σε περίπτωση που τα αποτελέσματα που προκύπτουν, διαφέρουν σημαντικά από τα αναμενόμενα, τότε θα πρέπει να υπάρχει σφάλμα στη προσομοίωση της κατασκευής. Στη συνέχεια ελέγχεται η κατανομή των τάσεων στο φορέα. Μία κατανομή τάσεων με σημαντική ασυνέχεια μεταξύ των στοιχείων δηλώνει σε πρώτη εκτίμηση ανεπάρκεια του δικτύου.

### 3.2.4 ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ ΜΕ ΟΚΤΑΚΟΜΒΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η διακριτοποίηση του τοξωτού φράγματος έγινε με εξαεδρικά στοιχεία οκτώ κόμβων. Το μεγαλύτερο τμήμα του φράγματος αποτελείται από εξαεδρικά στοιχεία ορθογωνικού σχήματος, ενώ στις ακριανές πλευρές καθ' ύψος της κατασκευής τα στοιχεία αυτά είναι τυχαίου σχήματος.

Για το τρισδιάστατο εξαεδρικό στοιχείο η συντεταγμένη  $x$  ενός τυχαίου σημείου του στοιχείου ως προς τις συντεταγμένες  $x_i$  ( $i = 1=4$ ) των τεσσάρων κόμβων του είναι:

$$\{u\} = [N]\{d\}$$

$$x = \sum_{i=1}^{n_e} N_i x_i, \quad y = \sum_{i=1}^{n_e} N_i y_i, \quad z = \sum_{i=1}^{n_e} N_i z_i \quad (3.2.1)$$

Λόγο της ισοπαραμετρικής θεώρησης ισχύουν επίσης οι σχέσεις:

$$u = \sum_{i=1}^{n_e} N_i u_i, \quad v = \sum_{i=1}^{n_e} N_i v_i, \quad z = \sum_{i=1}^{n_e} N_i w_i \quad (3.2.2)$$

Η συνάρτηση σχήματος δίνεται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{8}(1-\xi)(1-\eta)(1-\zeta) & , & & N_1 &= \frac{1}{8}(1-\xi)(1-\eta)(1+\zeta) \\ N_2 &= \frac{1}{8}(1+\xi)(1-\eta)(1-\zeta) & , & & N_2 &= \frac{1}{8}(1+\xi)(1-\eta)(1+\zeta) \\ N_3 &= \frac{1}{8}(1+\xi)(1+\eta)(1-\zeta) & , & & N_3 &= \frac{1}{8}(1+\xi)(1+\eta)(1+\zeta) \\ N_4 &= \frac{1}{8}(1-\xi)(1+\eta)(1-\zeta) & , & & N_4 &= \frac{1}{8}(1-\xi)(1+\eta)(1+\zeta) \end{aligned} \quad (3.2.3)$$

Το σύστημα  $(\xi, \eta, \zeta)$  είναι η απεικόνιση του καρτεσιανού Συστήματος Συντεταγμένων στο Φυσικό Σύστημα.

$$\begin{aligned} x &= x(\xi, \eta, \zeta) \\ y &= y(\xi, \eta, \zeta) \\ z &= z(\xi, \eta, \zeta) \end{aligned} \quad (3.2.4)$$

Για τον υπολογισμό των συντεταγμένων  $x, y, z$  ή των μετατοπίσεων  $u, v, w$  ενός τυχαίου σημείου του στοιχείου δεν έχουμε παρά να αντικαταστήσουμε τις συντεταγμένες  $\xi, \eta, \zeta$  του σημείου στις παραπάνω εξισώσεις.



Μητρώο παραμορφώσεως:

$$\{\varepsilon\} = [B_1]\{u_\xi\} \quad (3.2.5)$$

$$\{u_\xi\} = [B_2]\{d\} \quad (3.2.6)$$

Όπου οι όροι του μητρώου [B2] προκύπτουν από τους γενικούς τύπους:

$$\begin{aligned} N_{i,\xi} &= \pm \frac{1}{8} (1 \pm \eta)(1 \pm \zeta) \\ N_{i,\eta} &= \pm \frac{1}{8} (1 \pm \xi)(1 \pm \zeta) \\ N_{i,\zeta} &= \pm \frac{1}{8} (1 \pm \xi)(1 \pm \eta) \end{aligned} \quad (3.2.7)$$

Το μητρώο παραμορφώσεως μετά την αντικατάσταση είναι:

$$\{\varepsilon\} = [B_1][B_2]\{d\} \quad (3.2.8)$$

$$[B] = [B_1][B_2] \quad (3.2.9)$$

Το μητρώο δυσκαμψίας εξαεδρικού ισοπαραμετρικού στοιχείου οκτώ κόμβων δίνεται από τη σχέση:

$$[k] = \int [B]^T [E] [B] dV_e \quad (3.2.10)$$

Το διάνυσμα των ισοδύναμων δράσεων του στοιχείου δίνεται από:

$$\{r\} = \int_{S_e} [N^S]^T \{f^s\} dS_e \quad (3.2.11)$$

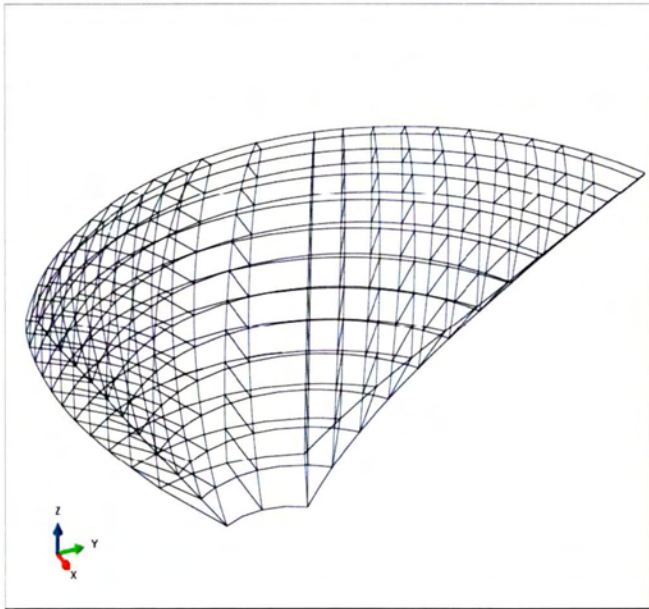
### 3.3 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Η γεωμετρία της κατασκευής είναι δοσμένη και αποτελείται από τρία διαφορετικά τμήματα, εννοώντας το φράγμα, τη θεμελίωση και το νερό. Τοποθετούνται οι ιδιότητες των υλικών και συγκεκριμένα στο τοξωτό φράγμα εισάγονται ιδιότητες σκυροδέματος, στη θεμελίωση άρρηκτος βράχος, ενώ το νερό προσομοιώνεται με την μέθοδο της προστιθέμενης μάζας με βάση τη θεωρία Zangar (η οποία γράφεται στο λογισμικό Mathematica). Στη συνέχεια ακολουθεί η διακριτοποίηση της προσομοίωσης με οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία. Ομαδοποιούνται οι κόμβοι στη διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης, όπως επίσης φράγματος και νερού. Επιπλέον ομαδοποιούνται οι διεπιφάνειες μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης. Γίνεται εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης θεωρώντας το σύστημα πλήρως πακτωμένο και περιμετρικά της θεμελίωσης. Μετά τοποθετούνται τα μόνιμα φορτία της κατασκευής.

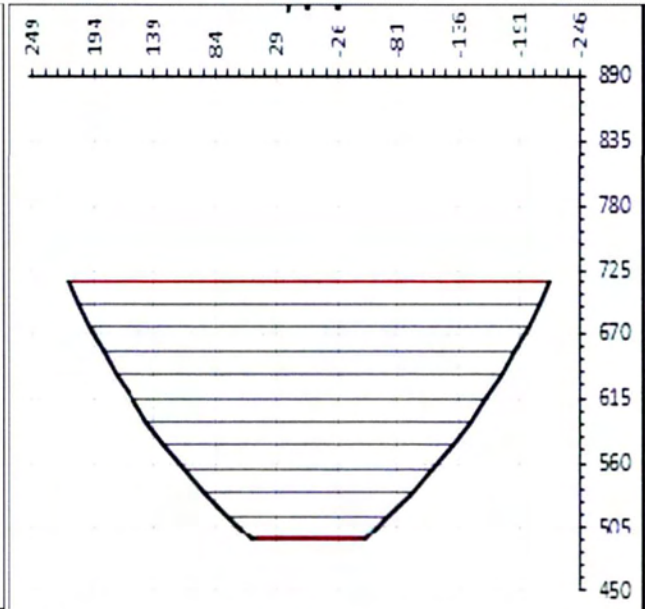
### 3.4 ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΒΗΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

#### 3.4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

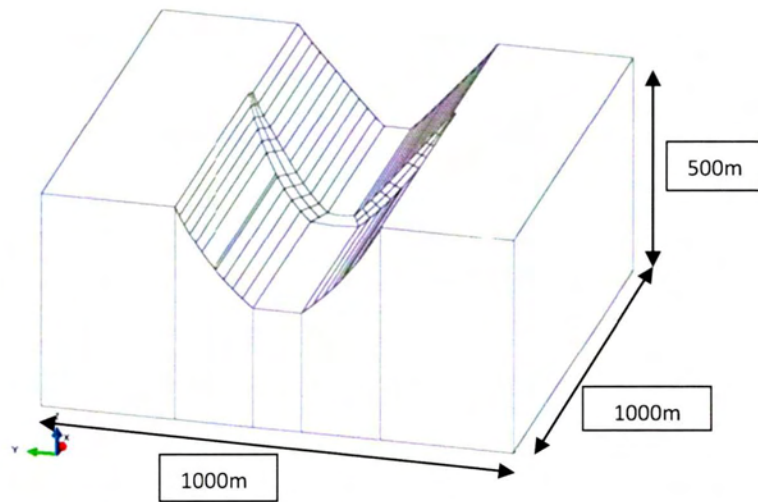
Η γεωμετρία του τοξωτού φράγματος σχεδιάστηκε με τη χρήση του προγράμματος Arch Dam Design. Το φράγμα είναι συμμετρικό με ύψος **220** μέτρα, πλάτος κορυφής **430** μέτρα και πλάτος βάσης **80** μέτρα. Η θεμελίωση είναι ύψους **500** μέτρων και μήκους και πλάτους **1000** μέτρων. Για τον ταμιευτήρα θεωρείται ελάχιστο μήκος **460** μέτρα (μεγαλύτερο από  $2 \times$  ύψος φράγματος). Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται το μοντέλο του φράγματος.



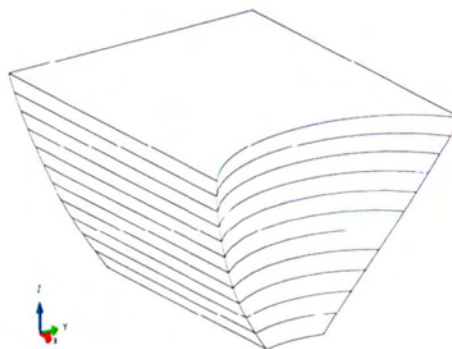
**Σχήμα3.4.1** Τρισδιάστατη απεικόνιση του φράγματος



**Σχήμα3.4.2** Καθ' ύψος τομή φράγματος



**Σχήμα3.4.3** Τρισδιάστατη απεικόνιση κοιλάδας



**Σχήμα3.4.4** Τρισδιάστατη απεικόνιση ταμιευτήρα



### 3.4.2 ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

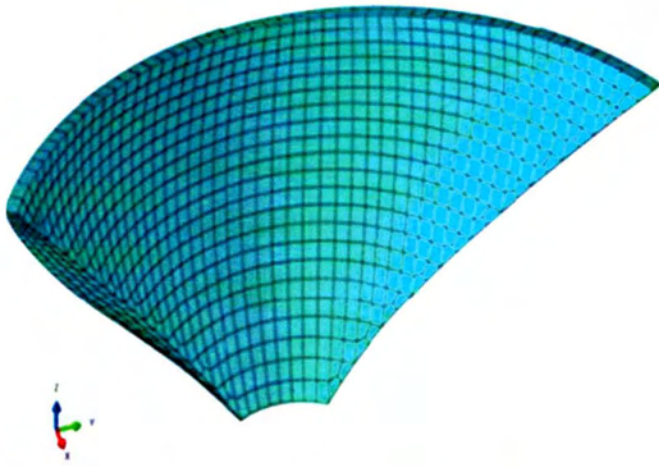
Στο φράγμα εισάγεται η πυκνότητα, ο λόγος poisson και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος. Για τη θεμελίωση επιλέγεται άρρηκτη βραχώμαζα. Η τιμή της πυκνότητας της βραχώμαζας λαμβάνεται μηδενική για απλούστευση, ώστε να μην δημιουργείται δυναμική μεγέθυνση όταν η διέγερση εφαρμόζεται στη βάση της κοιλάδας.

	ΦΡΑΓΜΑ	ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ
ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ	2400 kg/m <sup>3</sup>	0 kg/m <sup>3</sup>
ΛΟΓΟΣ POISSON	0,167	0,2
ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	27000 MPa	25000 MPa

Πίνακας 3.4.1 Ιδιότητες υλικών

### 3.4.3 ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

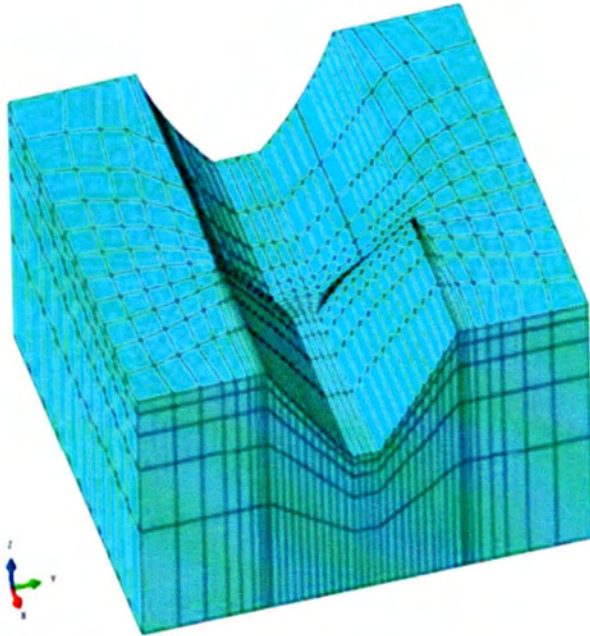
Εμφανίζονται όλα τα τμήματα της κατασκευής σε ένα ενιαίο σχήμα. Επιλέγεται το σχήμα και διακριτοποιείται με οκτακομβικά στοιχεία. Με τη χρήση κατάλληλων εξισώσεων γίνεται ο υπολογισμός των μετατοπίσεων και των υπόλοιπων χρήσιμων μεγεθών σε κάθε σημείο του φράγματος. Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται τα διακριτοποιημένα τμήματα της κατασκευής.



Συνολικός αριθμός κόμβων: 13733

Συνολικός αριθμός στοιχείων: 2736

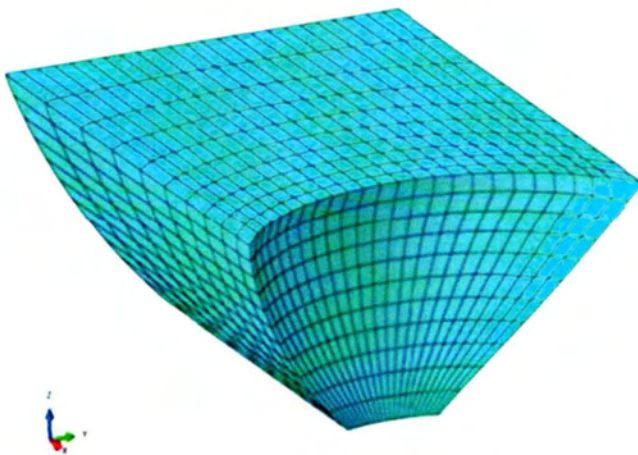
Σχήμα 3.4.6 Διακριτοποίηση φράγματος



Συνολικός αριθμός κόμβων: 13298

Συνολικός αριθμός στοιχείων: 2700

Σχήμα 3.4.7 Διακριτοποίηση κοιλάδας



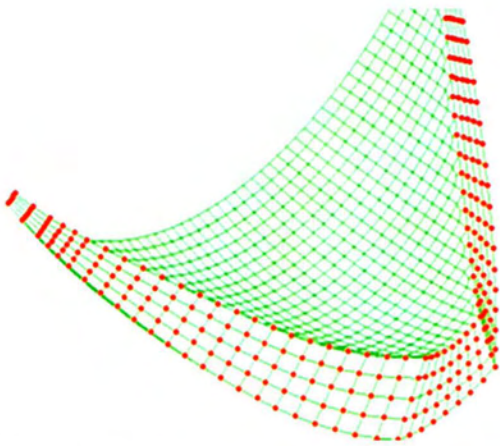
Συνολικός αριθμός κόμβων: 12493

Συνολικός αριθμός στοιχείων: 2640

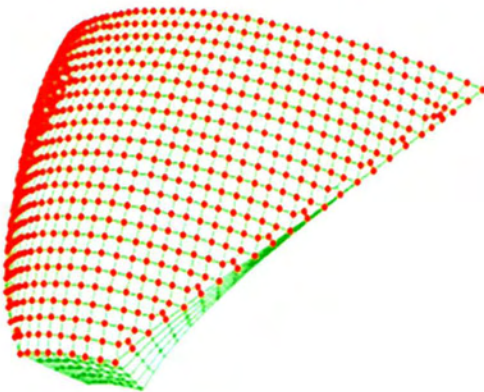
Σχήμα 3.4.8 Διακριτοποίηση ταμιευτήρα

### 3.4.4 ΟΜΑΔΟΠΟΙΗΣΗ ΚΟΜΒΩΝ

Με σκοπό την εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών, ομαδοποιούνται οι κόμβοι που βρίσκονται μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης (βάση φράγματος και παράπλευρες επιφάνειες). Επιλέγονται οι κόμβοι στην εσωτερική πλευρά του φράγματος με ονομασία `archdam_water`. Τελειώνοντας επιλέγονται οι κόμβοι στην περίμετρο της πεδιάδας η οποία θεωρείται απειρομήκης για να εισαχθεί ο περιορισμός των μετακινήσεων και ο σεισμός. Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται ακριβώς οι κόμβοι που ομαδοποιήθηκαν.

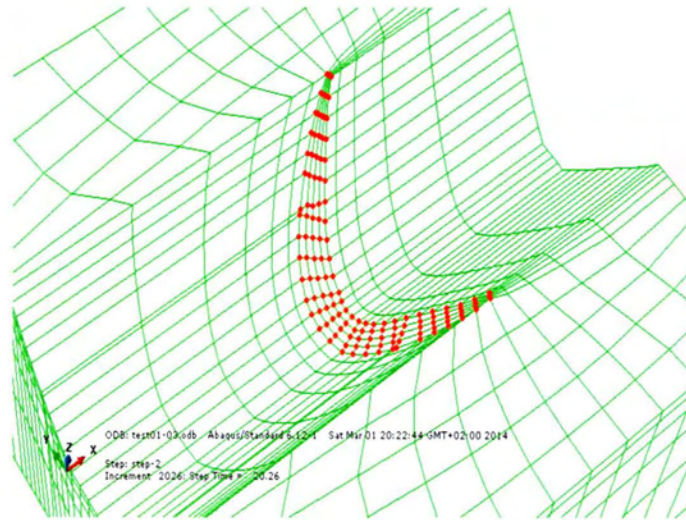


**Σχήμα 3.4.9** Ομαδοποίηση των κόμβων περιμετρικά του φράγματος



**Σχήμα 3.4.10** Ομαδοποίηση των κόμβων του φράγματος στη πλευρά επαφής με το νερό





**Σχήμα 3.4.11** Ομαδοποίηση των κόμβων της κοιλάδας στα σημεία επαφής με το φράγμα

### 3.4.5 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΥΝΟΡΙΑΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ

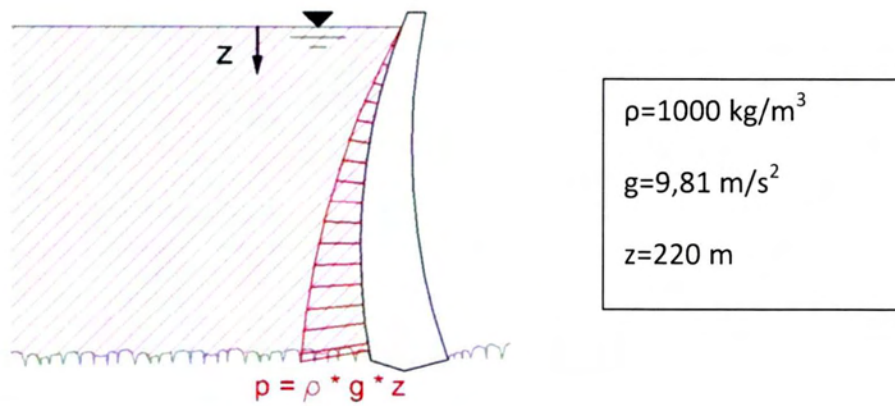
Το φράγμα θεωρείται πλήρως πακτωμένο στη θεμελίωση και δίνεται στις δύο αντίστοιχες ομάδες κόμβων η αντίστοιχη εντολή μέσω του Abaqus. Στην περίμετρο της κοιλάδας εισάγεται περιορισμός της μετακίνησης ως προς τους άξονες  $x, y, z$ .

### 3.4.6 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΦΟΡΤΙΩΝ

Οι δράσεις που εφαρμόζονται σε ένα δόμημα διακρίνονται σε μόνιμες δράσεις ( $G$ ) που προέρχονται από τα ιδιοβάρη των δομημάτων, σε μεταβλητές ή αλλιώς κινητές δράσεις ( $Q$ ) που οφείλονται σε επιβαλλόμενα φορτία, σε φορτία ανέμου και χιονιού και σε τυχηματικές δράσεις ( $A$ ) όπως εκρήξεις. Στη μελέτη αμελούνται οι κινητές δράσεις και λαμβάνεται υπόψη το ιδιοβάρος της κατασκευής και τα σεισμικά φορτία που θεωρούνται τυχηματική φόρτιση. Πρώτα πραγματοποιείται στατική ανάλυση με συμμετοχή του ιδιοβάρους του φράγματος και της υδροστατικής πίεσης λόγω της ύπαρξης του νερού. Το ιδιοβάρος του φράγματος ισούται με  $25\text{KN/m}^3$ . Η υδροστατική πίεση ισούται με  $2.158,2\text{KPa}$ . Με βάση το σχήμα που ακολουθεί προκύπτει ότι στην κορυφή του φράγματος η πίεση παίρνει μηδενική τιμή, ενώ στη βάση

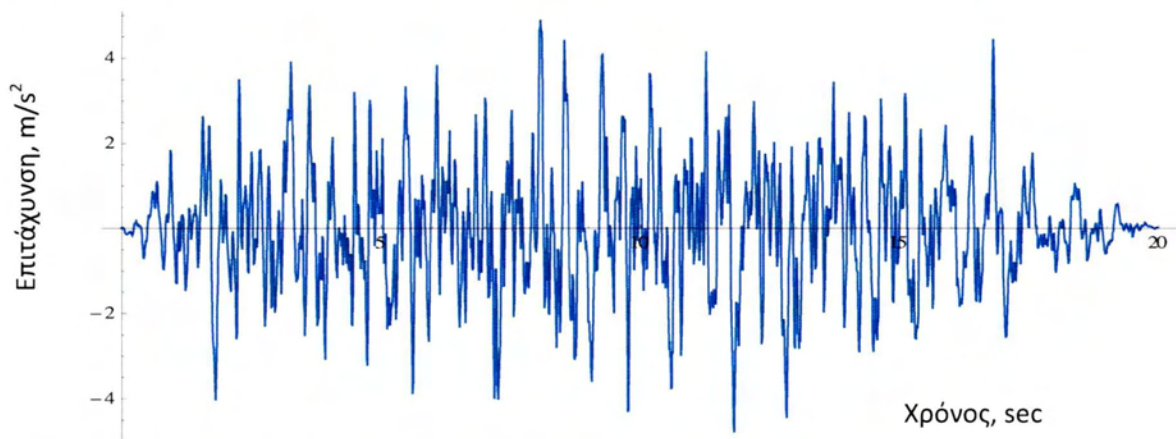


του φράγματος έχει μέγιστη τιμή. Ο μαθηματικός τύπος για τον υπολογισμό της φαίνεται παρακάτω.

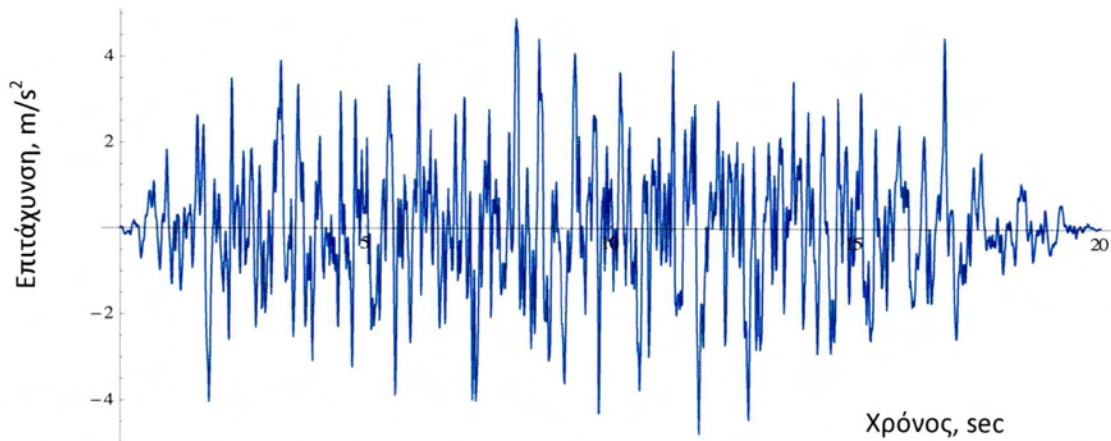


**Σχήμα3.4.12**Υδροστατική πίεση

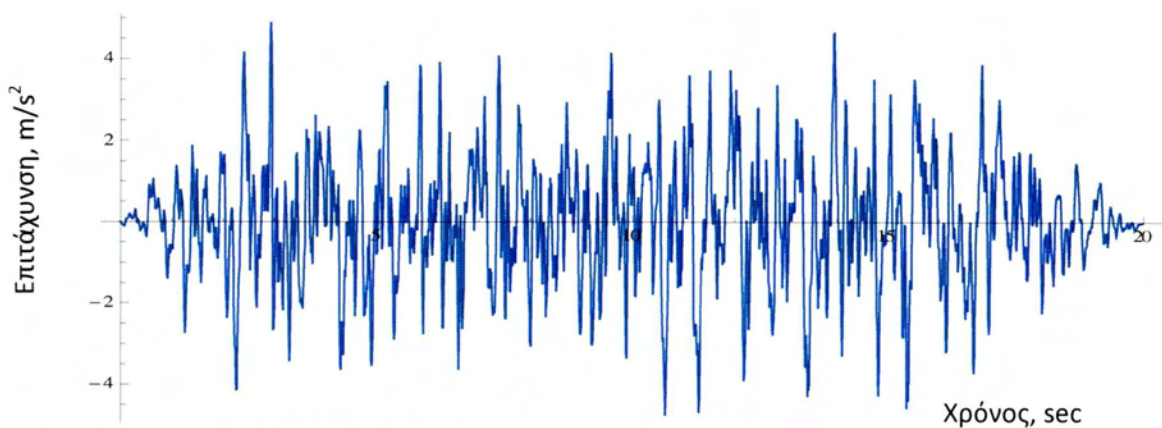
Στη συνέχεια πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση λόγω της σεισμικής διέγερσης και στις τρεις διευθύνσεις. Σε αυτή την ανάλυση το νερό προσομοιώνεται με τη μέθοδο της προστιθέμενης μάζας. Παρακάτω παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα για τις τρεις διευθύνσεις του σεισμού.



**Σχήμα3.4.13**Σεισμική επιτάχυνση κατά τον άξονα x



**Σχήμα 3.4.14** Σεισμική επιτάχυνση κατά τον άξονα  $y$



**Σχήμα 3.4.15** Σεισμική επιτάχυνση κατά τον άξονα  $z$

### 3.5 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ZANGAR

Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως, για την δυναμική ανάλυση η υδροδυναμική πίεση προσομοιώνεται με τη μέθοδο Zangar. Έχοντας ήδη ομαδοποιήσει τους κόμβους του φράγματος που βρίσκονται σε επαφή με το νερό (`archdam_water`), υπάρχει η δυνατότητα να προστεθούν σε αυτούς οι μάζες του νερού. Στο πρόγραμμα Mathematica με τη χρήση κώδικα εισάγονται τα απαραίτητα δεδομένα (γεωμετρία φράγματος, ομαδοποιήσεις κόμβων), γράφονται οι εξισώσεις της θεωρίας Zangar και υπολογίζονται οι μάζες του νερού για τον καθένα από τους παραπάνω κόμβους. Στη συνέχεια μεταφέρονται οι μάζες στην προσομοίωση στο Abaqus.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

### 4.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Σκοπός μετά την ανάλυση της κατασκευής στο Abaqus είναι η εξαγωγή όλων των απαραίτητων αποτελεσμάτων όπως είναι οι τάσεις και οι μετατοπίσεις στις τρεις διευθύνσεις. Με αυτόν τον τρόπο ελέγχεται και σχολιάζεται η συμπεριφορά του φράγματος στο δεδομένο σεισμό.

Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στο σκυρόδεμα διότι πραγματοποιούνται δύο διαφορετικές αναλύσεις με ελαστικό και ελαστοπλαστικό σκυρόδεμα, έτσι ώστε να μελετηθούν τα αποτελέσματα. Στην περίπτωση του ελαστικού σκυροδέματος, η σχέση μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων παραμένει γραμμική και δεν εμφανίζονται ρηγματώσεις στη κατασκευή. Αντίθετα στο ελαστοπλαστικό σκυρόδεμα η σχέση μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων είναι αρχικά γραμμική, ενώ μετά την εμφάνιση των πρώτων ρηγματώσεων στο σκυρόδεμα, η σχέση αυτή παύει να είναι γραμμική. Στην εργασία χρησιμοποιήθηκε ελαστοπλαστικό σκυρόδεμα με θλιπτική αντοχή 25MPa και εφελκυστική αντοχή 2,6MPa.

Το φράγμα υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση και στις τρεις διευθύνσεις  $x, y, z$ , με αποτέλεσμα η κατασκευή να λειτουργεί σαν πολυβάθμιος ταλαντωτής, ο οποίος εκτελεί εξαναγκασμένη ταλάντωση με απόσβεση. Συνεπώς έγινε αναλυτική μελέτη της έννοιας της απόσβεσης, διότι η τιμή της μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Τελικά δίνεται στην απόσβεση τιμή 10%, η οποία είναι λίγο μεγαλύτερη της συνήθους τιμής(5-7%), λόγω της απουσίας αποσβεστήρων στη θεμελίωση.

## **4.2 ΜΕΛΕΤΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

### **4.2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Το σκυρόδεμα είναι το υλικό που παρουσιάζει την ευρύτερη χρήση από όλα τα άλλα δομικά υλικά τόσο στη χώρα μας όσο και διεθνώς. Αυτό οφείλεται κυρίως στον εξαιρετικά ευνοϊκό συνδυασμό ιδιοτήτων και κόστους και πιο συγκεκριμένα στην εξαιρετική συμπεριφορά του υλικού στο νερό και γενικά στην μεγάλη ανθεκτικότητα που έχει σε διάρκεια και σε διάφορες περιβαλλοντικές επιδράσεις. Ακόμα οι κατασκευές από σκυρόδεμα παρουσιάζουν μεγάλη ευκολία στο να μορφώνονται σε διάφορα σχήματα και μεγέθη. Τέλος υπάρχει μεγάλη και άμεση διαθεσιμότητα των συστατικών του και κατά τη διαδικασία της παραγωγής του απαιτείται σχετικά χαμηλή ενέργεια.

#### **4.2.1.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

Ο όρος αντοχή στο σκυρόδεμα αναφέρεται στη μέγιστη τάση που μπορεί να μεταφέρει το υλικό, η οποία προκαλεί θραύση. Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (η οποία είναι ιδιαίτερα μεγάλη) αποτελεί τη σημαντικότερη ιδιότητα για το υλικό, γιατί με αυτή σχετίζονται άμεσα όλες σχεδόν οι άλλες ιδιότητες, όπως είναι το μέτρο ελαστικότητας, η διαπερατότητα (και η στεγανότητα) και η ανθεκτικότητά του σε περιβαλλοντικές επιδράσεις.

#### **4.2.1.2 ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ**

Η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος  $f_c$  μπορεί να υπολογιστεί πειραματικά. Αποτελεί γενικό δείκτη της ποιότητας του σκυροδέματος, γιατί όλες σχεδόν οι ιδιότητες του σκληρυμένου σκυροδέματος (υδατοστεγανότητα, αντοχή σε επιφανειακή φθορά, ανθεκτικότητα) βελτιώνονται με τη μείωση της διαπερατότητάς του, η οποία σχετίζεται με το πορώδες του υλικού το οποίο είναι καθοριστικός παράγοντας της θλιπτικής αντοχής του. Η αντοχή του σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη προσδιορίζεται με επιπόνηση σε κεντρική θλίψη δοκιμίων από σκυρόδεμα, οριζόμενη ως η μέγιστη τάση θραύσεως των δοκιμίων. Τα αποτελέσματα αυτού του προσδιορισμού για ηλικία



σκυροδέματος 28 ημερών και για συμβατικές συνθήκες παρασκευής, συντήρησης και δοκιμασίας των δοκιμίων, χρησιμοποιούνται για να χαρακτηρίσουν την ποιότητα του υλικού.

#### 4.2.1.3 ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

Η αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό είναι περίπου το 10% της αντοχής του σε θλίψη. Γι' αυτό το λόγο στις κατασκευές το σκυρόδεμα είναι ρηγματωμένο στις περιοχές ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων. Λόγω των δυσχερειών των πειραμάτων για τον άμεσο υπολογισμό της, έχουν διατυπωθεί εμπειρικές σχέσεις έκφρασης της εφελκυστικής αντοχής συναρτήσει της αντοχής του σκυροδέματος σε θλίψη και έχουν αναπτυχθεί έμμεσες δοκιμές για τον προσδιορισμό της, όπως οι δοκιμές εφελκυσμού σε διάρρηξη ή σε κάμψη. Με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου σκυροδέματος (2000) ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (4.2.1)$$

$f_{ctm}$  = μέση τιμή της άμεσης εφελκυστικής αντοχής

$f_{ck}$  = χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής

#### 4.2.1.4 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Σε όλα τα στερεά υλικά που καταπονούνται από εξωτερικά φορτία αναπτύσσονται εσωτερικές δυνάμεις, οι οποίες κατανεμημένες στην επιφάνεια της διατομής του σώματος οδηγούν στην ανάπτυξη ορθών και διατμητικών τάσεων. Οι τάσεις με τη σειρά τους προκαλούν την παραμόρφωση του στερεού σώματος, δηλαδή την μεταβολή των διαστάσεων και/ή του σχήματός του. Όσο οι τιμές της παραμόρφωσης του σώματος διατηρούνται σε χαμηλά επίπεδα, τότε η φύση τους είναι αντιστρεπτή. Αυτό σημαίνει ότι εάν εξαλειφθεί η αιτία που προκαλεί αυτές τις μικρές παραμορφώσεις (δηλαδή οι τάσεις), τότε οι παραμορφώσεις μηδενίζονται και το σώμα ανακτά τις αρχικές του

διαστάσεις και σχήμα. Αυτού του είδους η αντιστρεπτή παραμόρφωση ονομάζεται ελαστική παραμόρφωση. Όλα τα στερεά υλικά (μέταλλα, κεραμικά, πολυμερή) εμφανίζουν ελαστική συμπεριφορά σε μικρότερο ή μεγαλύτερο βαθμό.

Κάθε υλικό σώμα με την άσκηση τάσης, δηλαδή δύναμης ανά μονάδα διατομής, παραμορφώνεται. Για μικρές τάσεις η παραμόρφωση είναι ανάλογη της τάσης που εφαρμόζεται. Ο λόγος της τάσης προς την παραμόρφωση σε κάθε σώμα είναι σταθερός και ονομάζεται μέτρο ελαστικότητας. Το μέτρο ελαστικότητας εξαρτάται από το υλικό που παραμορφώνεται και την φύση της παραμόρφωσης. Υπάρχουν τρεις διαφορετικές κατηγορίες παραμόρφωσης που χαρακτηρίζονται από διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας. Η γραμμική παραμόρφωση που χαρακτηρίζεται από το μέτρο ελαστικότητας Young, η παραμόρφωση σχήματος που χαρακτηρίζεται από το μέτρο ελαστικότητας σχήματος και η παραμόρφωση όγκου που χαρακτηρίζεται από το μέτρο ελαστικότητας όγκου.

Το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson είναι οι δύο ελαστικές σταθερές του σκυροδέματος, που μας ενδιαφέρουν οι τιμές τους. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος μπορεί να μετρηθεί πειραματικά βάσει τυποποιημένων δοκιμών, στην πράξη όμως μας ενδιαφέρει περισσότερο η συσχέτισή του με τη θλιπτική αντοχή.

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου σκυροδέματος (2000), στους υπολογισμούς χρησιμοποιείται η μέση τιμή του επιβατικού μέτρου ελαστικότητας σε 28 ημέρες, που δίνεται συναρτήσει της χαρακτηριστικής αντοχής  $f_{ck}$ :

$$E_{cm} = 9500(f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (4.2.2)$$

Σημειώνεται ότι η παραπάνω σχέση είναι προσεγγιστική και δεν λαμβάνει υπόψη αρκετές σημαντικές παραμέτρους που επηρεάζουν το μέτρο ελαστικότητας και ακόμα ισχύει για σκυροδέματα αντοχής μέχρι 80MPa.

Η δεύτερη ελαστική σταθερά του σκυροδέματος ο λόγος Poisson, κυμαίνεται μεταξύ 0,15 και 0,20 και μετράται πειραματικά σύμφωνα με τις τυποποιημένες μεθόδους μέτρησης του μέτρου ελαστικότητας.

#### 4.2.2 ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΩΣ ΥΛΙΚΟ ΣΩΜΑΤΟΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Όπως είναι γνωστό το φράγμα αποτελεί μεγάλο και πολυσύνθετο κατασκευαστικό έργο με το οποίο οι μηχανικοί επεμβαίνουν στη γεωμορφολογία της περιοχής λόγω αναγκών διαχείρισης των νερών προς όφελος του κοινωνικού συνόλου. Είναι έργο που πρέπει να ικανοποιεί απαιτήσεις ύψιστης ασφάλειας τόσο κατά την κατασκευή του όσο και κατά τη λειτουργία του. Αποτελείται από επιμέρους τμήματα όπως είναι το κύριο σώμα του φράγματος που δημιουργεί τον ταμιευτήρα και τον υπερχειλιστή αλλά και τον εκκενωτή πυθμένα που είναι αναπόσπαστα τμήματα της ασφαλούς λειτουργίας του. Το έργο συμπληρώνεται συνήθως με το εργοστάσιο παραγωγής ενέργειας, το σύστημα υδροληψίας (σήραγγες προσαγωγής-απαγωγής) και τον υποσταθμό τάσης. Από τους διάφορους τύπους φραγμάτων η εργασία αυτή αφορά στα άκαμπτα μόνιμα από σκυρόδεμα. Τα φράγματα από σκυρόδεμα (βαρύτητας, με ή χωρίς διάκενα και τοξωτά) είναι περιορισμένου αριθμού. Περίπου 20% του συνόλου των φραγμάτων είναι κυρίως χωμάτινα ή λιθόρριπτα. Ο σχεδιασμός τους απαιτεί προϋποθέσεις όπως βραχώδες υπόβαθρο ή ισχυρά αντερείσματα στην περίπτωση φραγμάτων βαρύτητας ή τοξωτών αντίστοιχα.

Το σκυρόδεμα είναι ένα υλικό που σε μεγάλα πάχη θεωρείται αδιαπέρατο. Χαμηλή υδατοδιαπερατότητα (συντελεστής διαπερατότητας  $K$  της τάξεως του  $10^{-8}$  cm/sec) μπορεί να επιτευχθεί με κατάλληλο σχεδιασμό και συντήρηση του σκυροδέματος. Για τα φράγματα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα άοπλο μεγάλου όγκου χονδρόκοκκων αδρανών και σχετικά μικρής περιεκτικότητας σε τσιμέντο. Ο μεγάλος όγκος του φράγματος δομείται με block (μονόλιθους) σκυροδέματος που διαχωρίζονται με κατακόρυφους αρμούς ενώ ανάλογα με την τεχνική κατασκευής του φράγματος δημιουργούνται αναπόφευκτα και οριζόντιοι αρμοί. Τόσο οι κατακόρυφοι όσο και οι διαμήκεις οριζόντιοι αρμοί αποτελούν τις ασθενείς περιοχές στο κύριο σώμα του φράγματος από σκυρόδεμα.

Το σκυρόδεμα έχει χρησιμοποιηθεί ως κύριο υλικό κατασκευής φραγμάτων από τα τέλη του 19<sup>ου</sup> αιώνα και στη διάρκεια του 20<sup>ου</sup> αιώνα εξελίχθηκε σημαντικά η τεχνογνωσία κατασκευής ώστε δεδομένων των γεωμορφολογικών προϋποθέσεων να αποτελεί την πλέον συμφέρουσα

λύση από άποψη κόστους και οικονομίας υλικών και χρόνου κατασκευής. Χαρακτηριστική περίπτωση αποτελεί το φράγμα της Πλατανόβρυσης (1995-97) στην Ελλάδα. Από την πολυχρόνια λειτουργία φραγμάτων από σκυρόδεμα διεθνώς, έχει συσσωρευτεί εμπειρία η οποία έχει συμβάλλει στη διαμόρφωση οδηγιών και κανονισμών τόσο για την κατασκευή όσο και για την επισκευή και κυρίως για τον έλεγχο ασφαλούς λειτουργίας των φραγμάτων. Από την καταγραφή περιπτώσεων αστοχίας φαίνεται ότι οι αστοχίες φραγμάτων από σκυρόδεμα στο διάστημα του παρελθόντος αιώνα είναι σπανιότερες εν σχέση με αυτές των χωμάτων και αφορούν κυρίως γεωτεχνικά προβλήματα θεμελίωσης και αντερεισμάτων όπως είναι αυτές των φραγμάτων της Pennsylvania (1911), του St. Francis California (1928) και Vajont στη Βόρεια Ιταλία (1963), που συνέβησαν λίγο χρόνο (1-3 έτη) μετά τη λειτουργία τους.

#### **4.2.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Το κύριο θέμα της ευστάθειας του φράγματος σχετίζεται με προβλήματα θεμελίωσης όπως είναι:

- Κάθιση τμήματος θεμελίων με πρόκληση ρωγμής και κάθετης μετατόπισης στο κύριο σώμα του φράγματος
- Ανεπάρκεια φέρουσας ικανότητας θεμελίωσης που μπορεί να οδηγήσει σε μετακίνηση του φράγματος με ρηγμάτωση, διήθηση νερού στη θεμελίωση ή προβλήματα αντερεισμάτων όπως μετακίνηση ή συνεχής ολίσθηση που επίσης επιφορτίζουν ή προκαλούν ρηγμάτωση του σώματος των τοξωτών φραγμάτων.
- Ρηγματώσεις διαμπερείς ή μεγάλου βάθους μπορούν να προκληθούν επίσης από θερμοκρασιακές μεταβολές που δεν έχουν προβλεφτεί στο σχεδιασμό και συμβαίνουν συνήθως στα πρώτα χρόνια λειτουργίας του φράγματος.

Για την ασφάλεια των φραγμάτων τα προαναφερόμενα αίτια παρακολουθούνται συνεχώς με τον ενσωματωμένο εξοπλισμό που καταγράφει τις μετακινήσεις του φορέα, τις διαρροές και τη θερμοκρασιακή απόσβεση για τα οποία υπάρχουν οριακές τιμές βάσει



των οποίων αξιολογείται η επικινδυνότητα κάθε κατάστασης. Το σκυρόδεμα και ειδικά το άοπλο σκυρόδεμα ανταποκρίνεται στα αίτια ρηγματώσεώς του, (υπερφόρτιση, καταναγκασμένη παραμόρφωση από καθιζήσεις ή μετακινήσεις θεμελίωσης και στηριγμάτων, σεισμική επιπόνηση, έκθεση σε θερμοκρασιακή βαθμίδα), με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του, τη θλιπτική και την εφελκυστική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας. Επειδή το σκυρόδεμα είναι από τη φύση του ένα υλικό πορώδες που επηρεάζεται από τις θερμο-υγρασιακές συνθήκες του περιβάλλοντος που λειτουργεί, από τυχόν χημικές δράσεις που εξελίσσονται στη μάζα του ιδιαίτερα σε υγρό περιβάλλον και από παραμορφώσεις που εκδηλώνονται με το χρόνο, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του δεν είναι σταθερά σε όλη τη διάρκεια ζωής μιας κατασκευής αλλά υφίστανται μεταβολή.

Μετά την ανάπτυξη δηλαδή της μέγιστης αντοχής του σκυροδέματος, οι προαναφερόμενοι παράγοντες επιφέρουν μείωση της μέγιστης αντοχής ανάλογα με την αρχική ποιότητα του σκυροδέματος. Ένα καλής ποιότητας σκυρόδεμα σε συνδυασμό με έργο υψηλών προδιαγραφών κατασκευής και συντήρησης, παρουσιάζει μικρότερη φθορά λόγω του χρόνου. Το ερώτημα λοιπόν στην περίπτωση των φραγμάτων από σκυρόδεμα είναι κατά πόσον η φθορά από την πιθανή σχεδιασμένη δράση των παραπάνω παραγόντων έχει λόγω του χρόνου απομειώσει την αντοχή και θέτει θέμα ασφαλούς λειτουργίας. Φθορές παρουσιάζονται και σ' άλλα τμήματα των φραγμάτων όπως είναι οι υπερχειλιστές που δέχονται μεγάλα φορτία φερτών υλικών και μεγάλης ταχύτητας ροή νερού ή άλλα οπλισμένα στοιχεία που παρουσιάζουν έντονη διάβρωση του οπλισμού λόγω της υγρασίας του περιβάλλοντος.

## 4.3 ΤΑΛΑΝΤΩΣΗ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ

### 4.3.1 Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Η απόσβεση εμφανίζεται σε όλα τα μηχανικά συστήματα (κατασκευές) που εκτελούν ταλαντώσεις. Αποτέλεσμά της είναι η απώλεια ενέργειας από το σύστημα. Η ενέργεια χάνεται είτε υπό μορφή θερμότητας είτε ακτινοβολείται στο περιβάλλον. Κατά τη μελέτη των ταλαντώσεων ενδιαφερόμαστε για την απόσβεση που σχετίζεται με τη συμπεριφορά της κατασκευής. Η απώλεια ενέργειας ενός ταλαντούμενου συστήματος προκαλεί τη μείωση του εύρους της ελεύθερης ταλαντώσεως. Όταν ένα σύστημα που υποβάλλεται σε εξαναγκασμένη ταλάντωση, φθάσει στη φάση της μόνιμης αποκρίσεως, η απώλεια ενέργειας εξισορροπείται από την ενέργεια που προσδίδεται από τη διεγείρουσα δύναμη. Στα ταλαντούμενα συστήματα διακρίνουμε διάφορους τύπους δυνάμεων αποσβέσεως, οι οποίες μπορεί να οφείλονται σε εσωτερική μοριακή τριβή, σε τριβή ολισθήσεως ή σε αντίσταση του ρευστού μέσα στο οποίο κινείται το σύστημα. Συγκεκριμένα στο σκυρόδεμα εμφανίζεται απόσβεση, όταν κατά τη σεισμική διέγερση δημιουργούνται μικρορηγματώσεις. Στις περιοχές αυτές όπου έχουν εμφανιστεί οι ρωγμές, αναπτύσσονται τριβές οι οποίες συμβάλλουν στην απορρόφηση ενέργειας. Έχουν διατυπωθεί απλοποιημένα προσομοιώματα αποσβέσεως που στις περιπτώσεις της δυναμικής αναλύσεως των κατασκευών, επιτρέπουν με επάρκεια τη μελέτη της συμπεριφοράς τους.

### 4.3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ RAYLEIGH

Θεωρώντας ότι η απόσβεση είναι ανάλογη της μάζας και της δυσκαμψίας τότε το μητρώο απόσβεσης υπολογίζεται από την εξίσωση  $c = \alpha_0 m$  και  $c = \alpha_1 k$  αντίστοιχα.

Η ανάλογη της δυσκαμψίας απόσβεση ερμηνεύεται με την προσομοίωση της απώλειας ενέργειας λόγω παραμόρφωσης των ορόφων. Από την άλλη η ανάλογη της μάζας απόσβεση ερμηνεύεται ως

η απώλεια λόγω της αντίστασης του αέρα που ουσιαστικά είναι μηδενική.

Η γενικευμένη απόσβεση ανάλογης της μάζας για την  $\eta$ -οστή ιδιομορφή είναι:

$$C_n = \alpha_0 M_n \quad (4.3.1)$$

Ο ιδιομορφικός λόγος απόσβεσης είναι:

$$\zeta_\eta = \frac{\alpha_0}{2} \frac{1}{\omega_\eta} \quad (4.3.2)$$

Ομοίως για το μητρώο απόσβεσης το ανάλογο της δυσκαμψίας είναι:

$$C_n = \alpha_1 \omega_n^2 M_n \zeta_\eta = \frac{\alpha_1}{2} \omega_\eta \quad (4.3.3)$$

Τα πειραματικά δεδομένα έχουν αποδείξει ότι κανένα από τα δύο παραπάνω μητρώα δεν ανταποκρίνεται στις πραγματικές κατασκευές εάν τα πάρουμε μεμονομένα. Ωστόσο εάν πάρουμε το άθροισμα αυτών των δύο προσεγγίσεων, τότε είμαστε πολύ κοντά στις πραγματικές κατασκευές. Αυτή είναι η απόσβεση Rayleigh. Πιο συγκεκριμένα η εξίσωση της απόσβεσης Rayleigh είναι:

$$C = \alpha_0 m + \alpha_1 k \quad (4.3.4)$$

Ο λόγος απόσβεσης για τη  $\eta$ -οστή ιδιομορφή είναι:

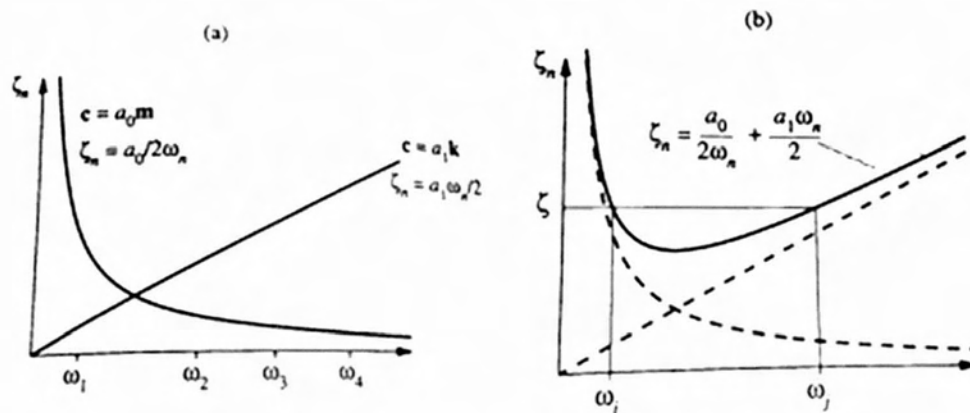
$$\zeta_\eta = \frac{\alpha_0}{2} \frac{1}{\omega_\eta} + \frac{\alpha_1}{2} \omega_\eta \quad (4.3.5)$$

Εκφράζοντας μητρικά την παραπάνω εξίσωση για σταθερό λόγο απόσβεσης  $\zeta$  για τις ιδιομορφές  $i$ -οστή και  $j$ -οστή θα έχουμε:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} \quad (4.3.6)$$

Επιλύοντας τις παραπάνω αλγεβρικές εξισώσεις προκύπτουν οι συντελεστές  $\alpha_0$  και  $\alpha_1$ .

$$\alpha_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j} \alpha_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i+\omega_j} \quad (4.3.7)$$



**Σχήμα 4.3.1** Μεταβολή των ιδιομορφικών λόγων απόσβεσης με την ιδιοσυχνότητα: (α) απόσβεση ανάλογη της μάζας και απόσβεση ανάλογη της δυσκαμψίας, (β) απόσβεση Rayleigh

### 4.3.3 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Έχοντας την γεωμετρία και τις μάζες της κατασκευής ζητήθηκε από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων να εξάγει τις πρώτες 20 ιδιοσυχνότητες, οι οποίες απεικονίζονται στον πίνακα 4.3.1 .

	Ιδιοσυχνότητες (rad/sec)
1	1.7659
2	11.946
3	17.482
4	20.817
5	21.593
6	25.205
7	27.001
8	28.356
9	30.199
10	32.968
11	33.922
12	36.471
13	37.309
14	38.976
15	41.744
15	44.037
17	46.207
18	47.132
19	48.196
20	50.686

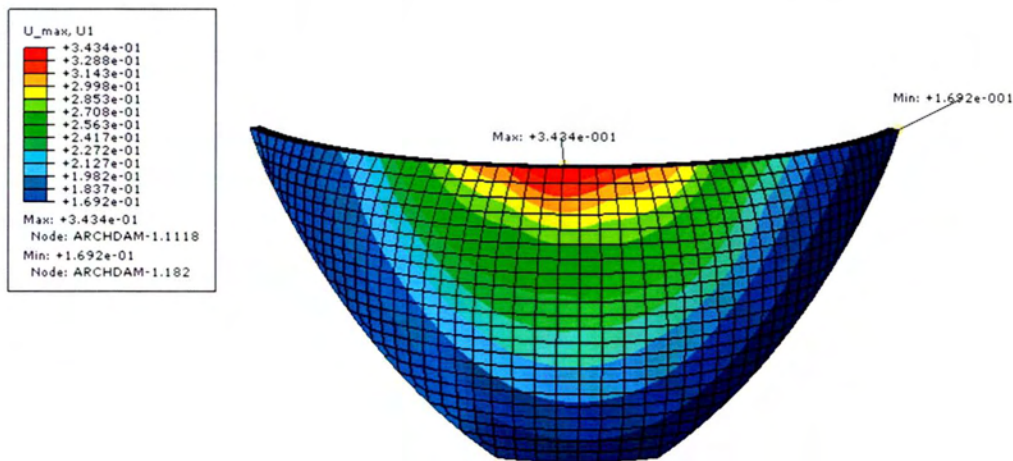
**Πίνακας 4.3.1** Ιδιοσυχνότητες της κατασκευής για τα 20 πρώτα ΗΖ



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

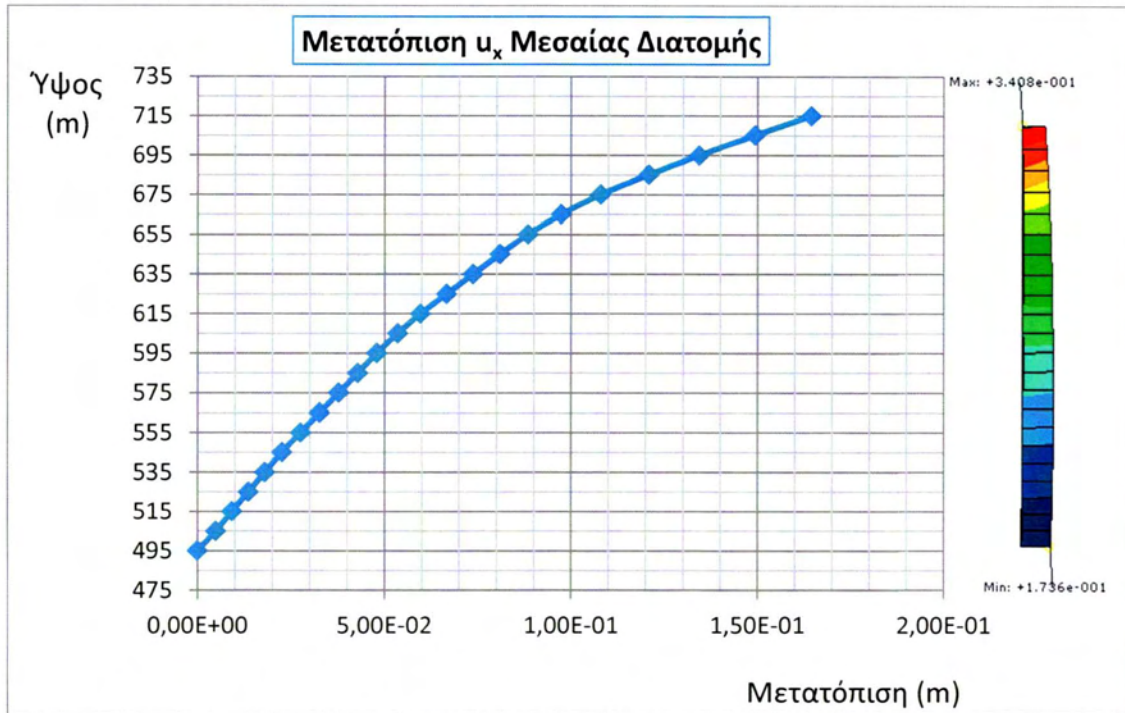
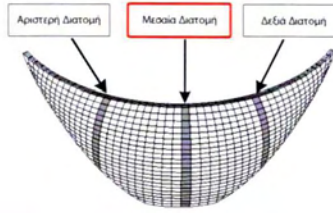
### 5.1 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ

Στο σχήμα 5.1.1 φαίνεται η ολική μετατόπιση του φράγματος για στατική και δυναμική φόρτιση. Η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στη κορυφή του φράγματος, ενώ η ελάχιστη στη βάση και στις παράπλευρες επιφάνειες. Εύκολα υπολογίζεται η σχετική μετατόπιση του κάθε σημείου αν αφαιρεθεί η μετατόπιση της βάσης από τη μετατόπιση του κάθε κόμβου. Στα διαγράμματα που ακολουθούν απεικονίζονται οι σχετικές μετατοπίσεις ως προς τις τρεις διευθύνσεις σε τρεις διατομές του φράγματος.

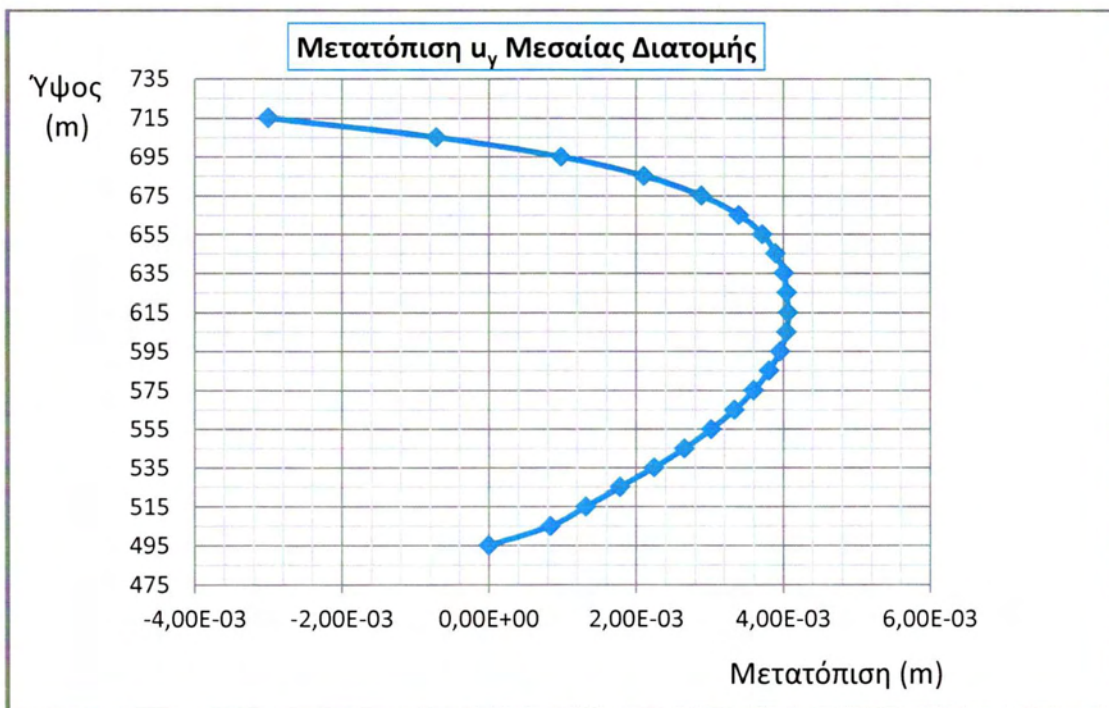


Σχήμα 5.1.1 Μετατόπιση της κατασκευής κατά τον άξονα x

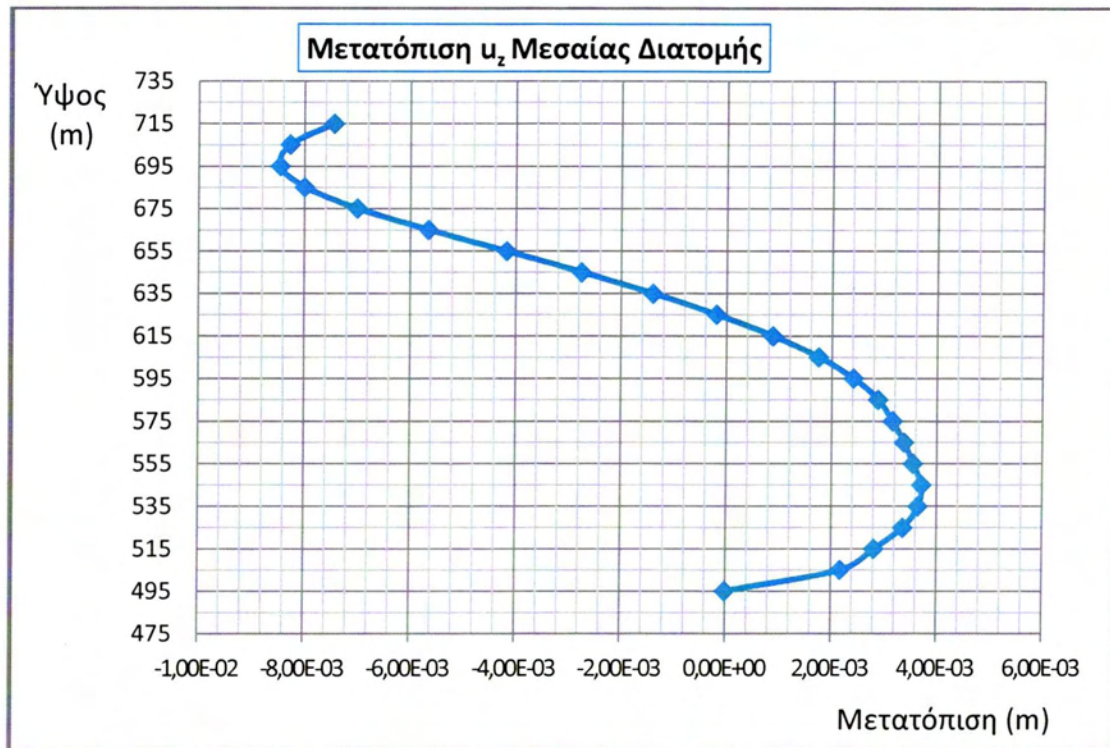
### 5.1.1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 5.1.2 Μετατόπιση  $u_x$  Μεσαίας Διατομής



Σχήμα 5.1.3 Μετατόπιση  $u_y$  Μεσαίας Διατομής

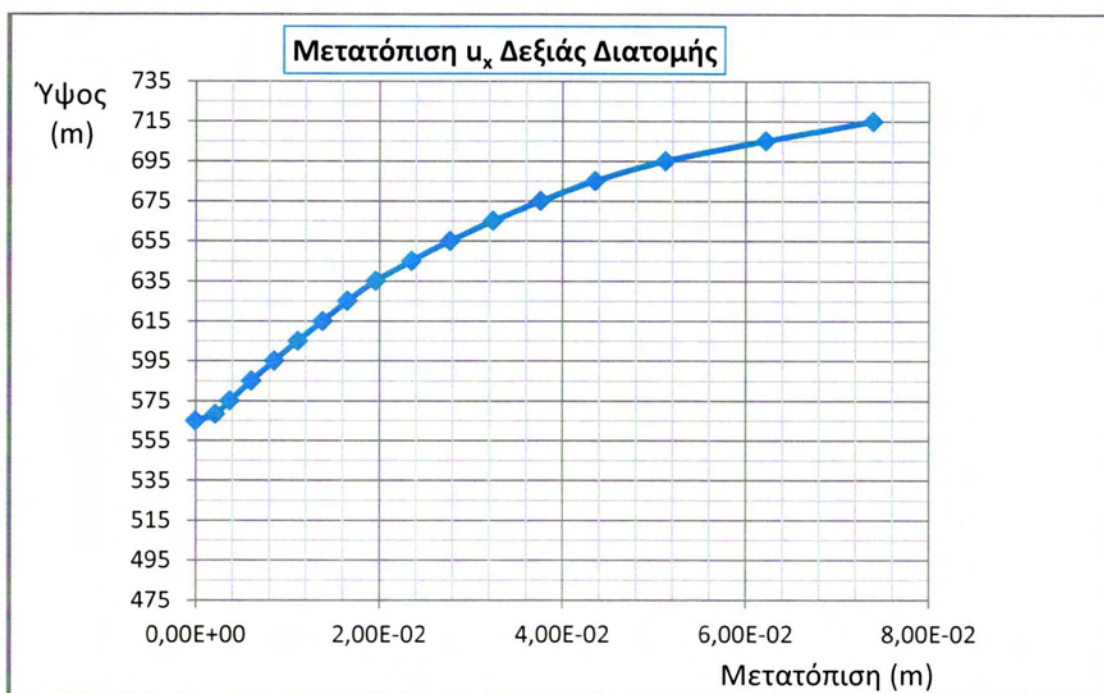
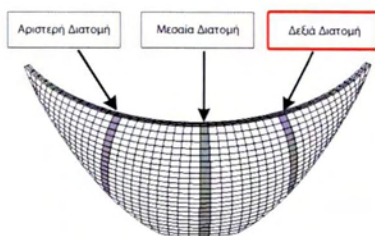


Σχήμα 5.1.4 Μετατόπιση  $u_z$  Μεσαίας Διατομής

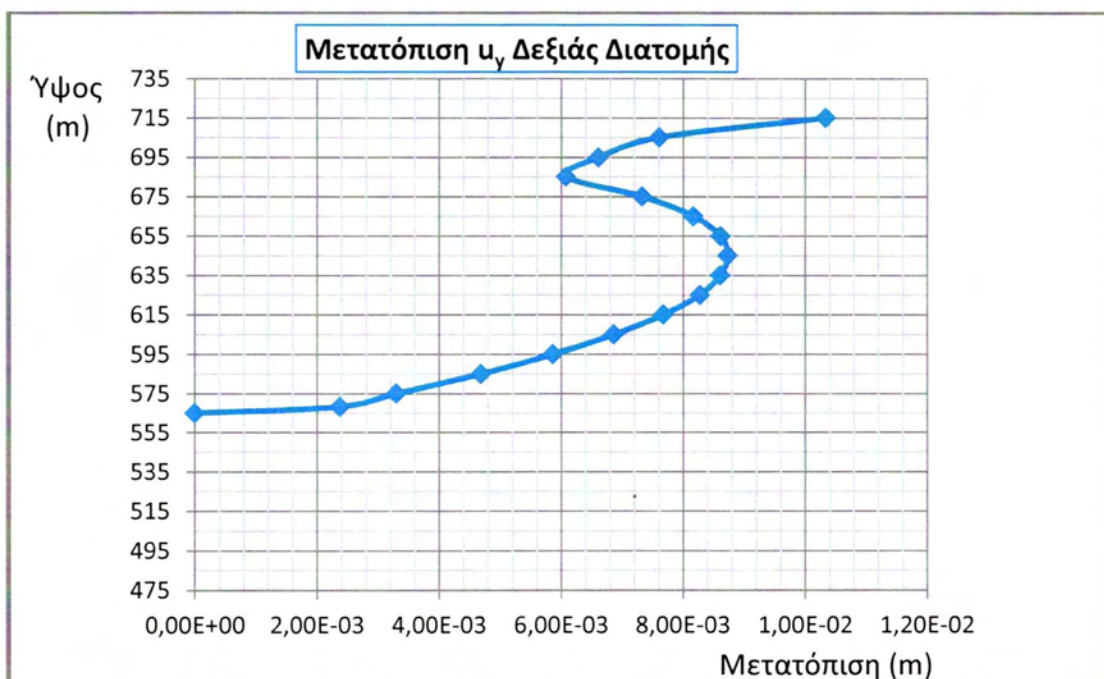
Στη μεσαία διατομή του φράγματος η μέγιστη σχετική μετατόπιση εμφανίζεται στην κατεύθυνση του άξονα  $x$  με τιμή 16,4cm. Η μετατόπιση αυτή έχει την ίδια κατεύθυνση με τη φορά της πίεσης του νερού προκαλώντας έτσι θλιπτικές τάσεις. Στη μέση του φράγματος η μετατόπιση είναι 6,67cm. Οι άλλες δύο σχετικές μετατοπίσεις είναι αρκετά μικρότερες από αυτή του άξονα  $x$ , όπου η μέγιστη σχετική μετατόπιση κατά τον άξονα γέχει αρνητικό πρόσημο και βρίσκεται στην κορυφή του φράγματος με τιμή 3mm, ενώ κατά τον άξονα  $z$  η μέγιστη σχετική μετατόπιση εμφανίζεται και αυτή στην κορυφή με τιμή 8,43mm αντίρροπη του άξονα.



### 5.1.2 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

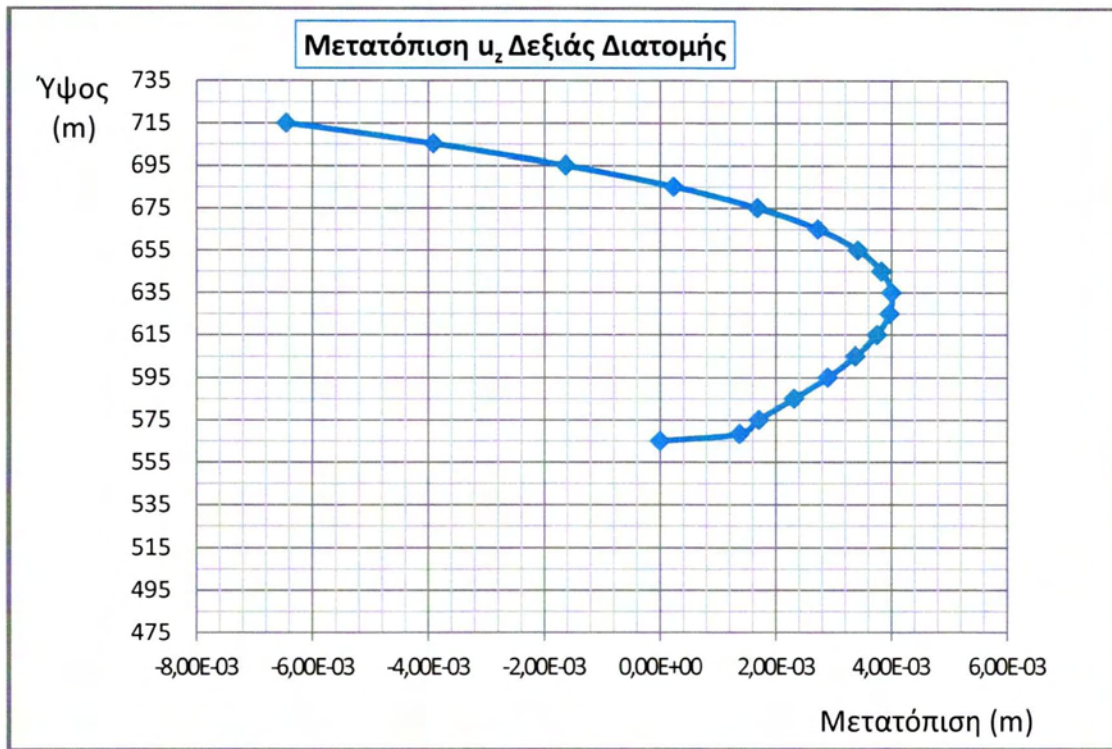


Σχήμα 5.1.5 Μετατόπιση  $u_x$  Δεξιάς Διατομής



Σχήμα 5.1.6 Μετατόπιση  $u_y$  Δεξιάς Διατομής

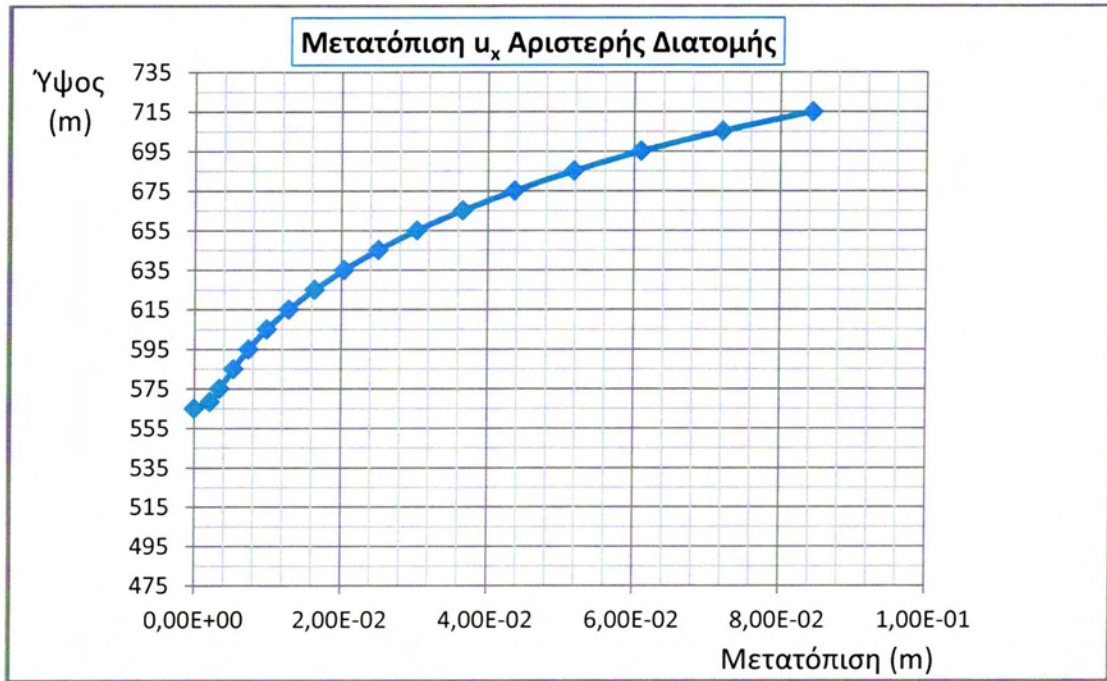
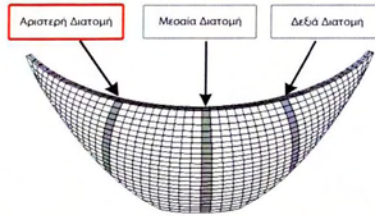




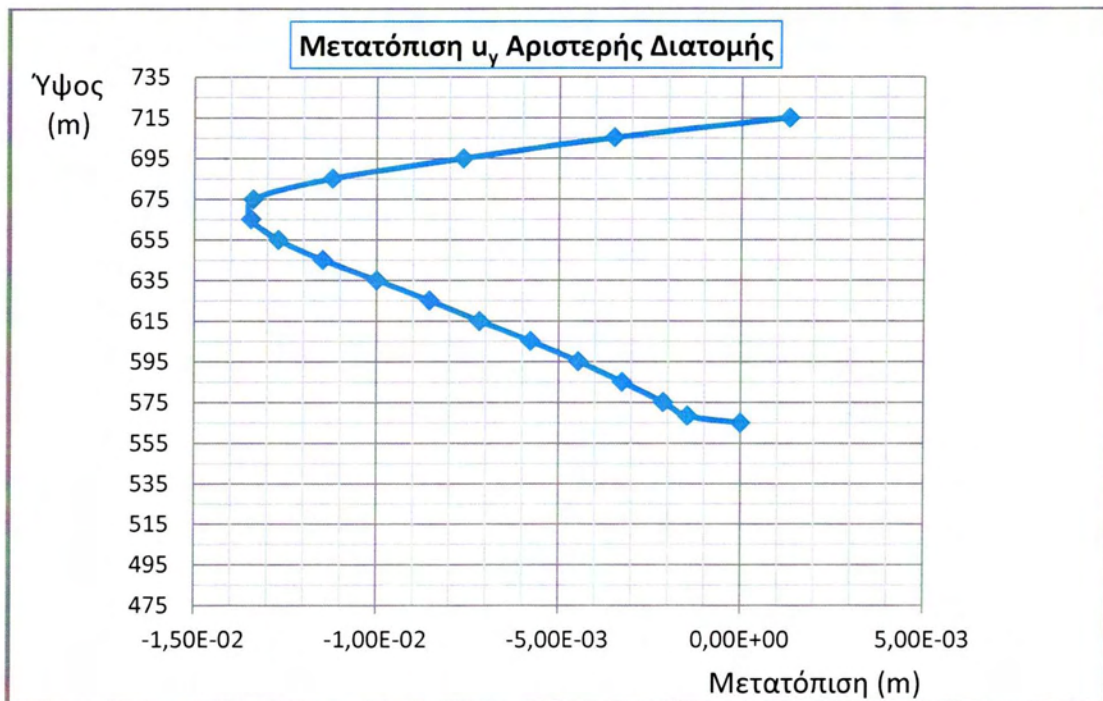
**Σχήμα 5.1.7** Μετατόπιση  $u_z$  Δεξιάς Διατομής

Στη δεξιά διατομή του φράγματος η μέγιστη σχετική μετατόπιση όπως και στη μεσαία διατομή, εμφανίζεται στην κορυφή του φράγματος με φορά ίδια με τον άξονα x και τιμή 7,39cm. Στον άξονα y η μετατόπιση είναι 1,03cm ενώ στο άξονα z η τιμή είναι -6,45mm.

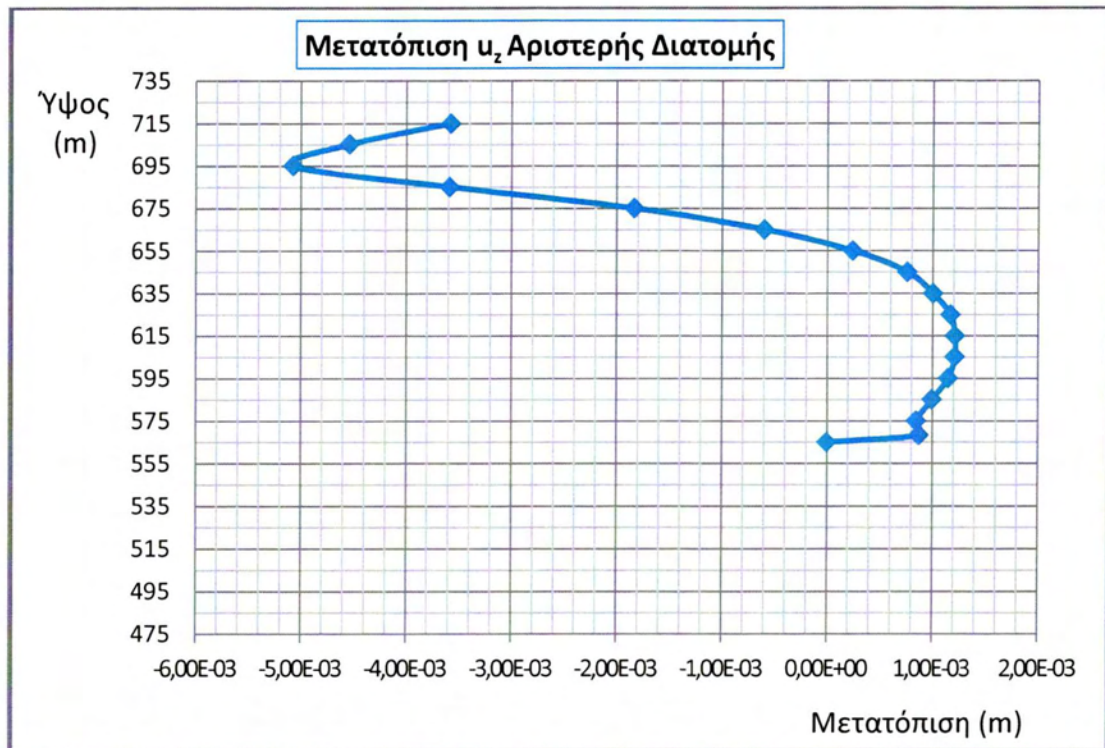
### 5.1.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 5.1.8 Μετατόπιση  $u_x$  Αριστερής Διατομής



Σχήμα 5.1.9 Μετατόπιση  $u_y$  Αριστερής Διατομής



**Σχήμα 5.1.10** Μετατόπιση  $u_z$  Αριστερής Διατομής

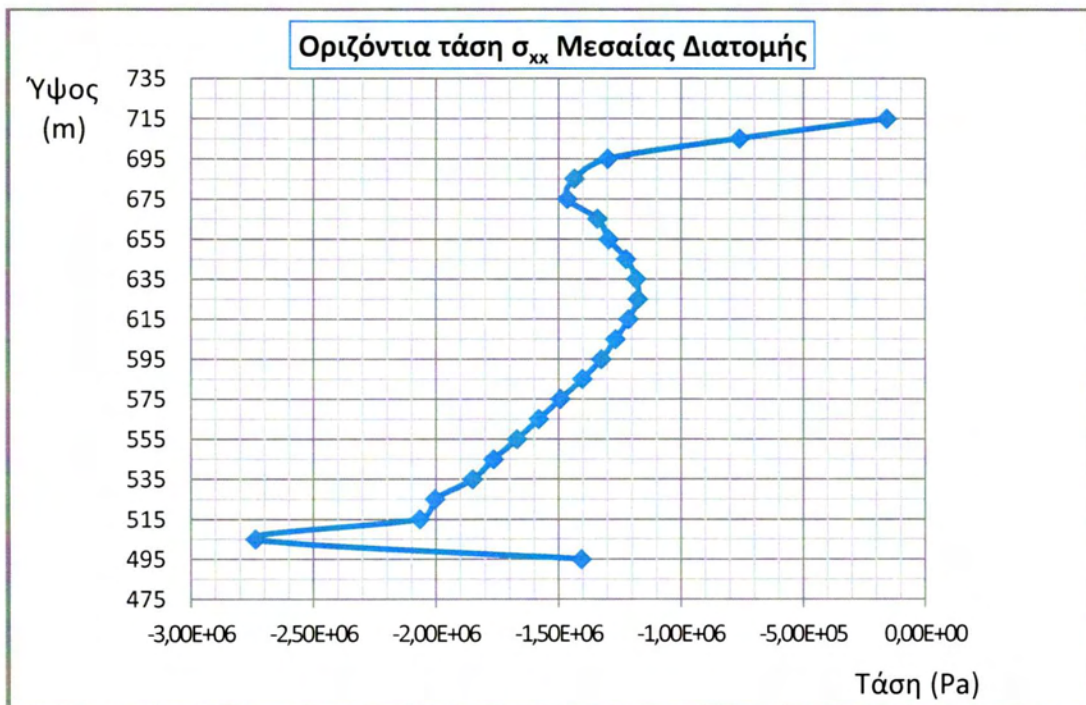
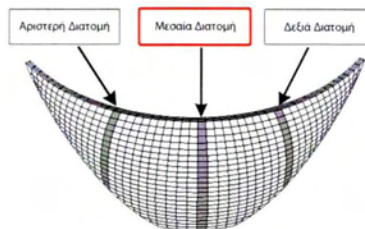
Στα διαγράμματα της αριστερής διατομής η μέγιστη σχετική μετατόπιση εμφανίζεται στην κορυφή της διατομής κατά τη φορά του άξονα x με τιμή 8,44cm. Στους άλλους δύο άξονες έχουμε -1,42cm και -5,7mm για τον άξονα y και z αντίστοιχα. Το αρνητικό πρόσημο υποδηλώνει την αντίρροπη φορά της μετατόπισης σε σχέση με τον άξονα. Επομένως η δυσμενέστερη κατάσταση εμφανίζεται στη μεσαία διατομή και συγκεκριμένα στην κορυφή της κατασκευής με τιμή 16,4cm.



## 5.2 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΑΣΕΩΝ

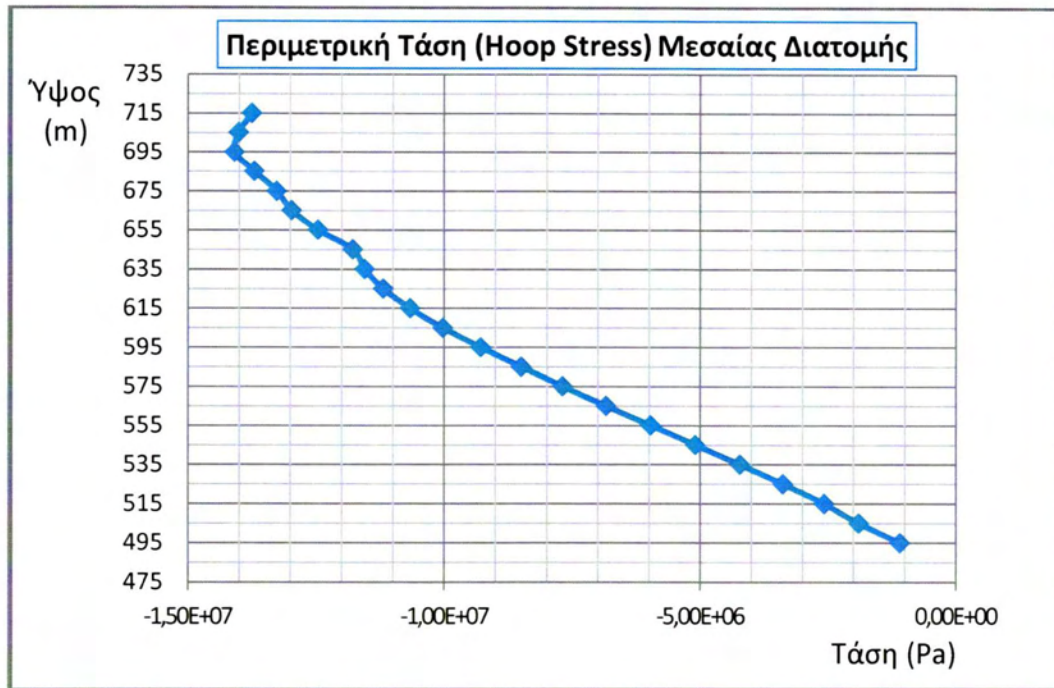
Οι ορθές και οι κύριες τάσεις που αναπτύσσονται σε καθεμία από τις τρεις διατομές που έχουν επιλεγθεί, απεικονίζονται στα παρακάτω διαγράμματα. Μετά την παρουσίαση όλων των τιμών ακολουθεί αναλυτικός σχολιασμός των αποτελεσμάτων. Ακόμα στα σχήματα 5.2.4 και 5.2.6 υπάρχει η γραφική απεικόνιση των κύριων εφελκυστικών και θλιπτικών τάσεων στο φράγμα.

### 5.2.1 ΤΑΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

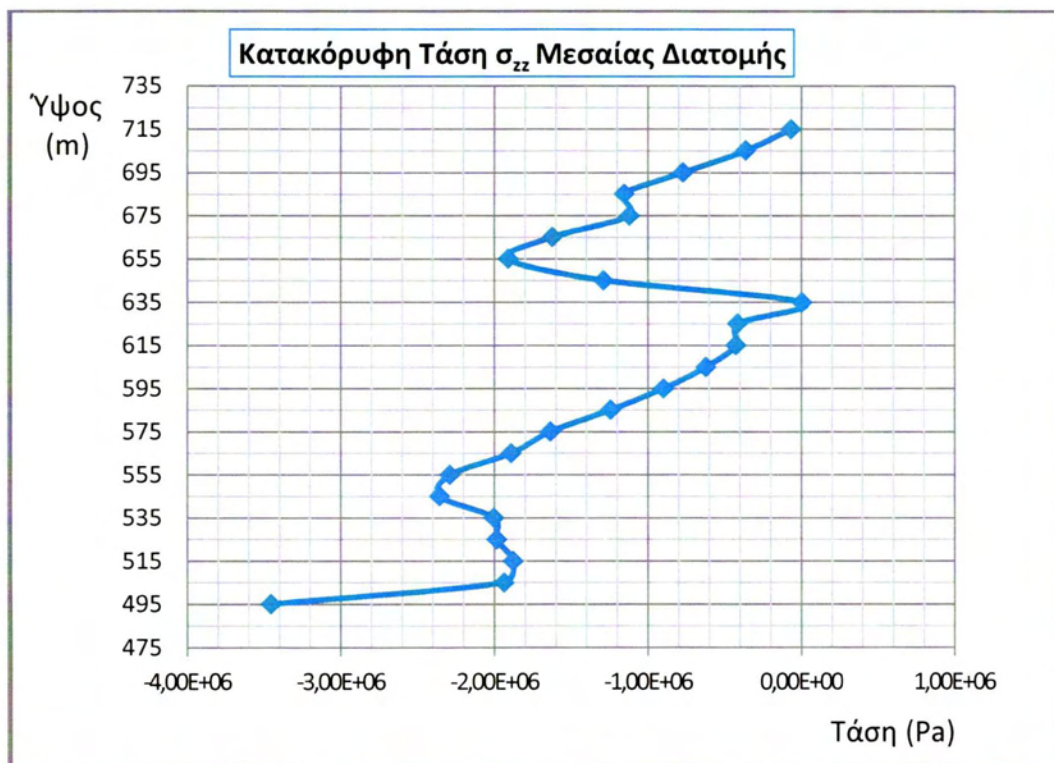


Σχήμα 5.2.1 Οριζόντια τάση  $\sigma_{xx}$  Μεσαίας Διατομής





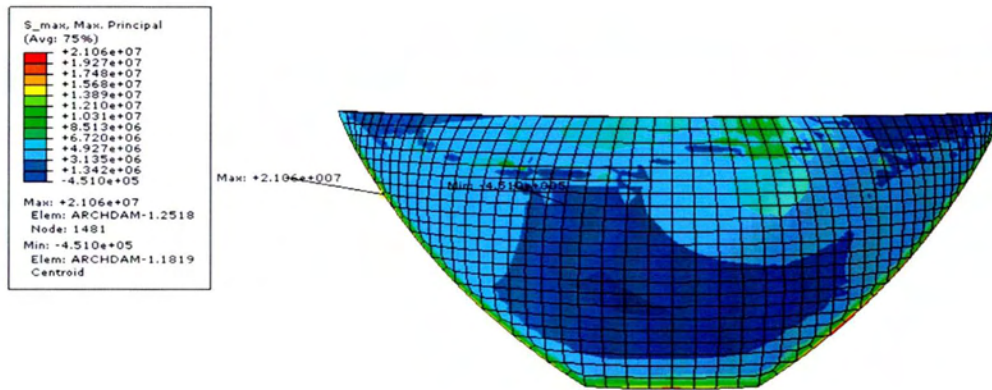
**Σχήμα 5.2.2** Περιμετρική Τάση (Hoop Stress) Μεσαίας Διατομής



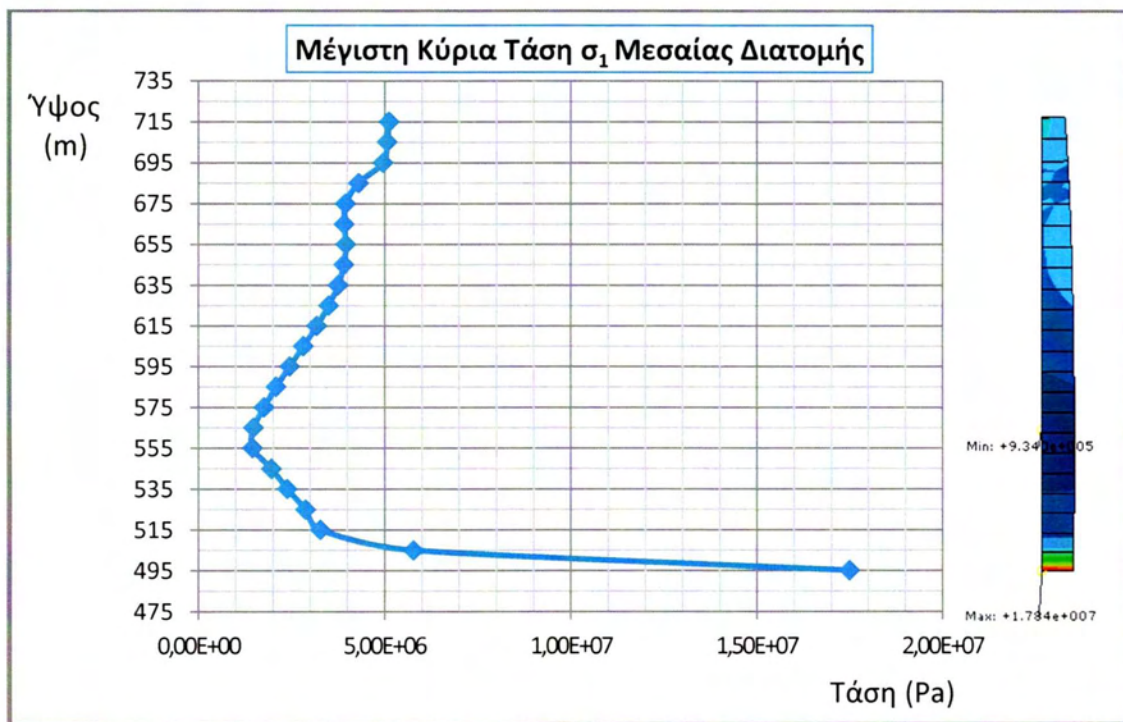
**Σχήμα 5.2.3** Κατακόρυφη Τάση  $\sigma_{zz}$  Μεσαίας Διατομής

Η μέγιστη ορθή τάση εμφανίζεται στον άξονα  $y$  με τιμή  $-14,1$  MPa, τάσεις οι οποίες ακολουθούν την καμπυλότητα του φράγματος. Εμφανίζεται σχεδόν στη κορυφή της διατομής, σε ύψος  $200$  m. Στις άλλες δύο κατευθύνσεις κατά τον άξονα  $x$  η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στη βάση της κατασκευής με τιμή  $-2,47$  MPa, ενώ κατά τον άξονα  $z$  όπου δρα και το

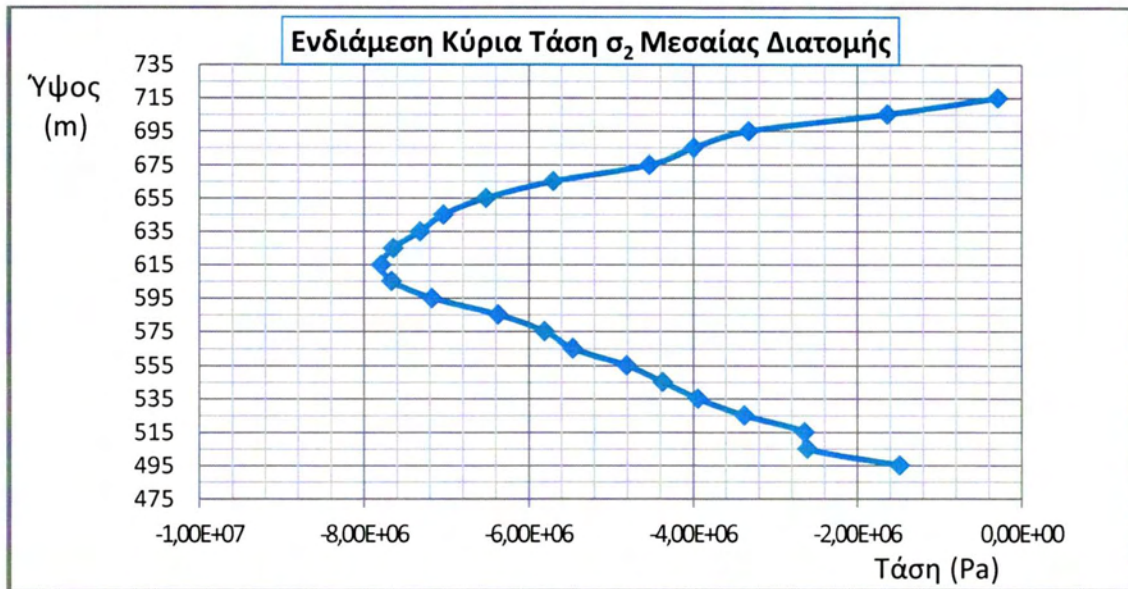
βάρος την κατασκευής η μέγιστη τάση εμφανίζεται επίσης στη βάση με τιμή -3,45 MPa.



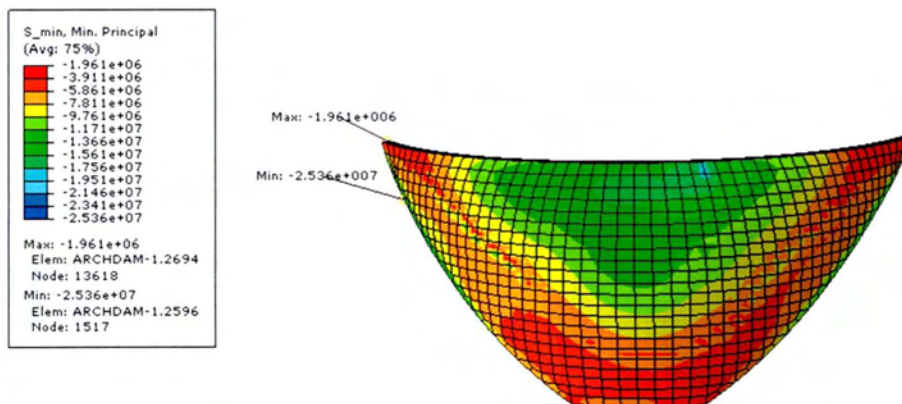
Σχήμα 5.2.4 Μέγιστη κύρια εφελκυστική τάση σε όλη τη διατομή



Σχήμα 5.2.5 Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Μεσαίας Διατομής

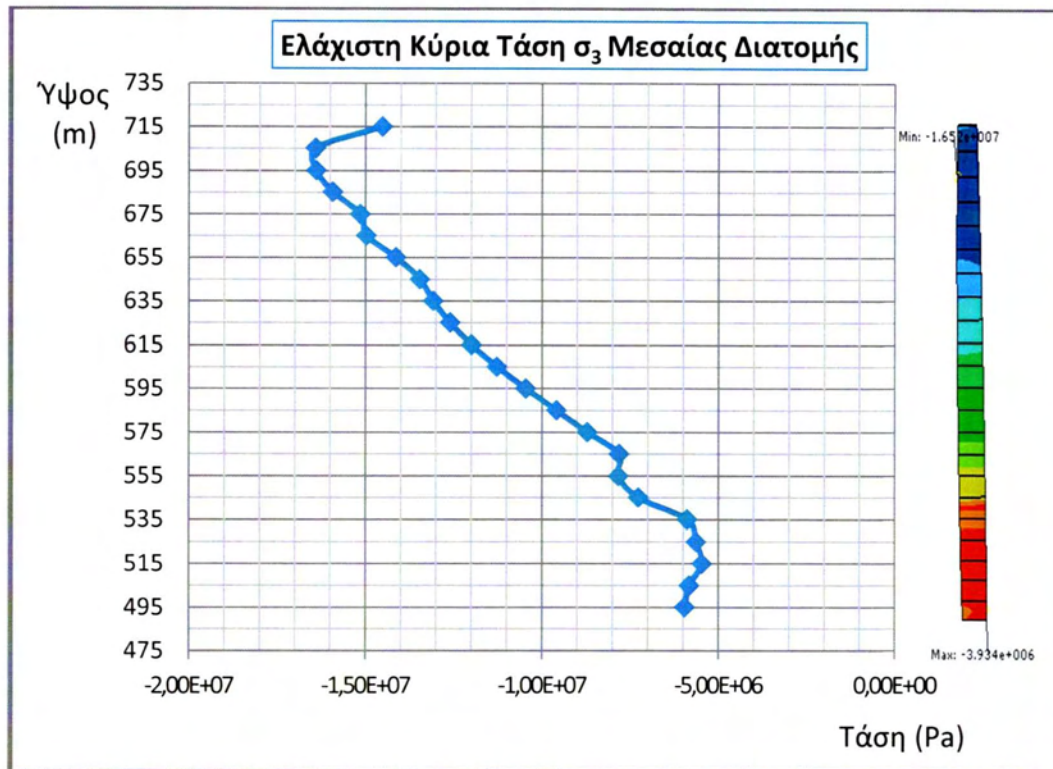


Σχήμα 5.2.6 Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Μεσαίας Διατομής



Σχήμα 5.2.7 Μέγιστη κύρια θλιπτική τάση σε όλη τη διατομή



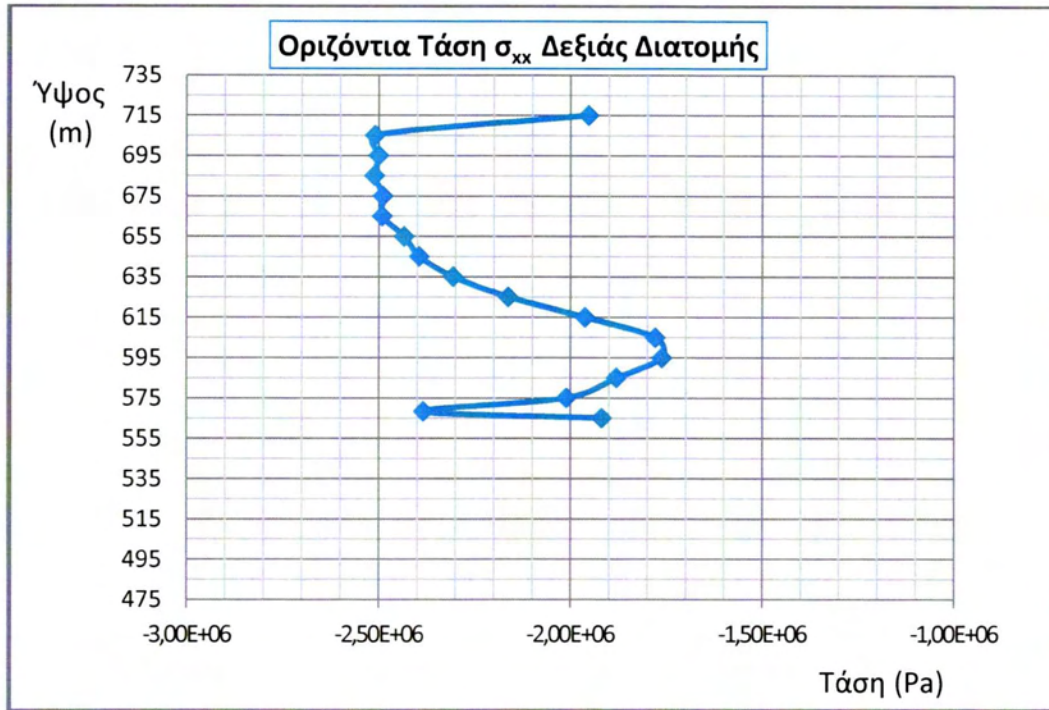
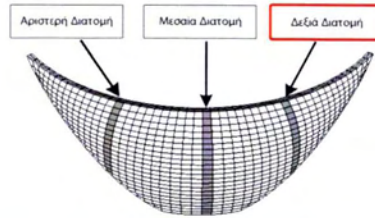


**Σχήμα 5.2.8** Ελάχιστη Κύρια Τάση  $\sigma_3$  Μεσαίας Διατομής

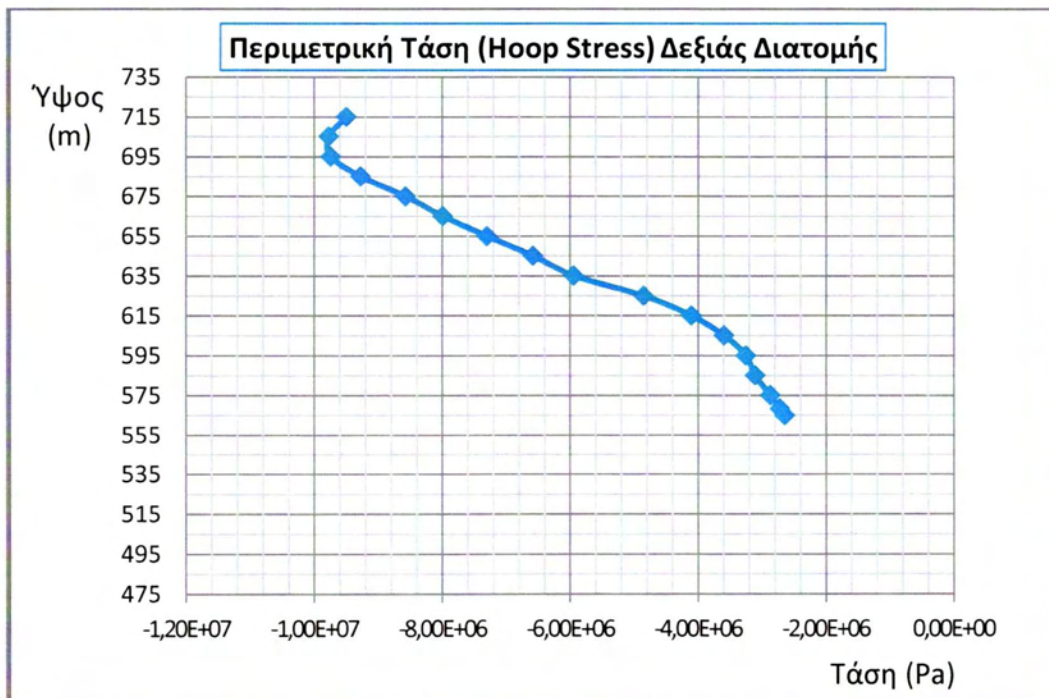
Η μέγιστη κύρια εφελκυστική τάση δρα στη βάση του φράγματος με τιμή 17,7 MPa. Ωστόσο η τιμή αυτή βρίσκεται σε σημείο όπου συνήθως υπάρχει συγκέντρωση τάσεων. Το γεγονός αυτό θα μπορούσε να επηρεάσει τα αποτελέσματα στο σημείο αυτό, με αποτέλεσμα την εμφάνιση σφάλματος. Επομένως θα αξίζει να σημειωθεί ότι η αμέσως επόμενη μέγιστη τιμή βρίσκεται 10m πάνω από το έδαφος με τιμή 5,7 MPa. Από την άλλη πλευρά η μέγιστη θλιπτική τάση είναι συγκεντρωμένη στη κορυφή της διατομής με τιμή -16,4MPa και σε ύψος 220m. Συμπέρασμα αυτών είναι ότι η μέγιστη τάση είναι η θλιπτική κατά απόλυτη τιμή. Ωστόσο η δυσμενέστερη κατάσταση είναι ο εφελκυσμός με τιμή 5,7 MPa, η οποία τάση είναι αρκετά μεγάλη και θα έχρηζε μεγάλης προσοχής.



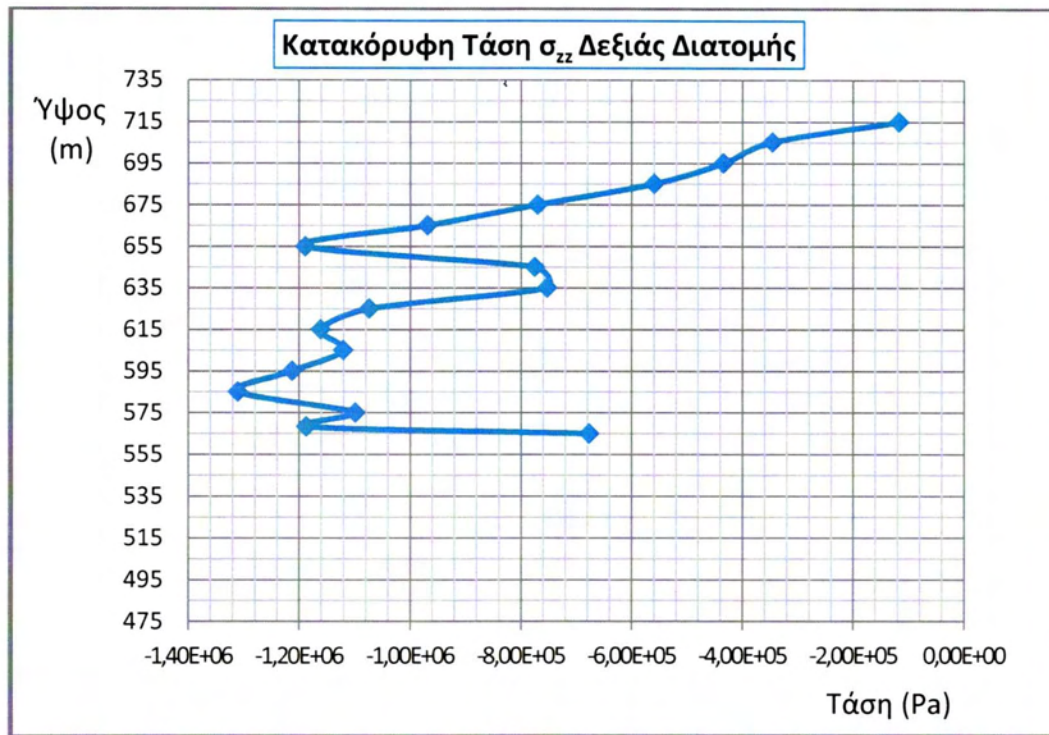
## 5.2.2 ΤΑΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 5.2.9 Οριζόντια Τάση  $\sigma_{xx}$  Δεξιάς Διατομής

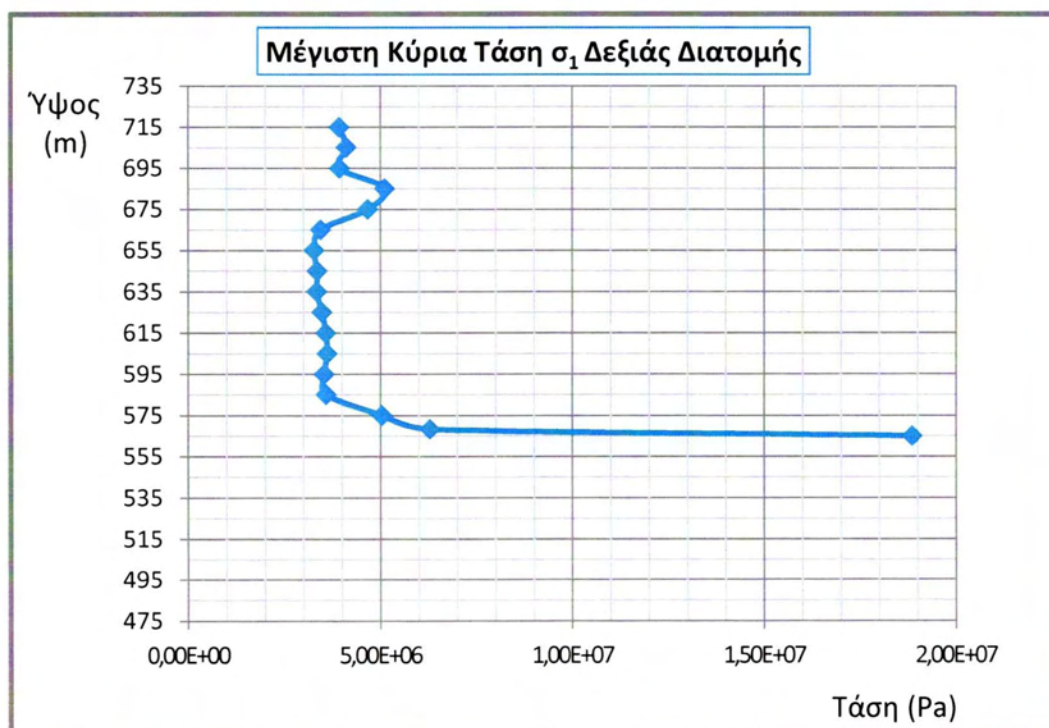


Σχήμα 5.2.10 Περιμετρική Τάση (Hoop Stress) Δεξιάς Διατομής



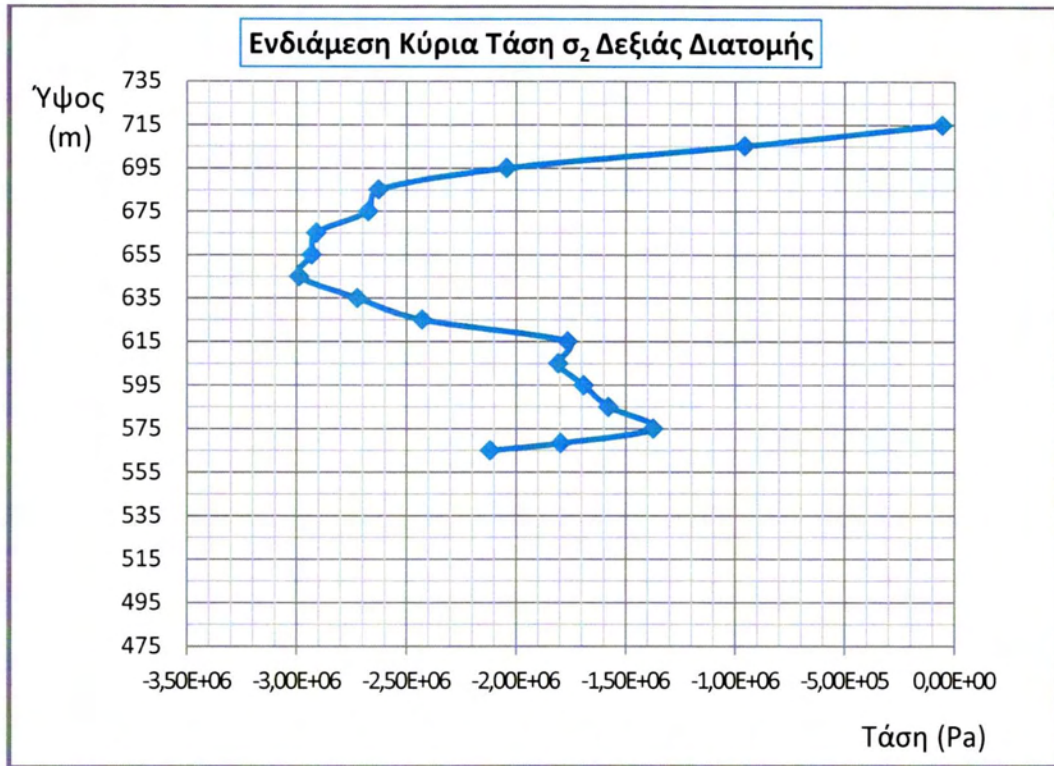
**Σχήμα 5.2.11** Κατακόρυφη Τάση  $\sigma_{zz}$  Δεξιάς Διατομής

Στη δεξιά διατομή οι περιμετρικές τάσεις εμφανίζουν τις μέγιστες τιμές συγκριτικά με τις τάσεις στις άλλες δύο κατευθύνσεις. Η τιμή αυτή βρίσκεται στη κορυφή του φράγματος με τιμή 9,77MPa, συγκεκριμένα σε ύψος 220m και φορά αντίθετη από αυτή του άξονα  $\gamma$ .

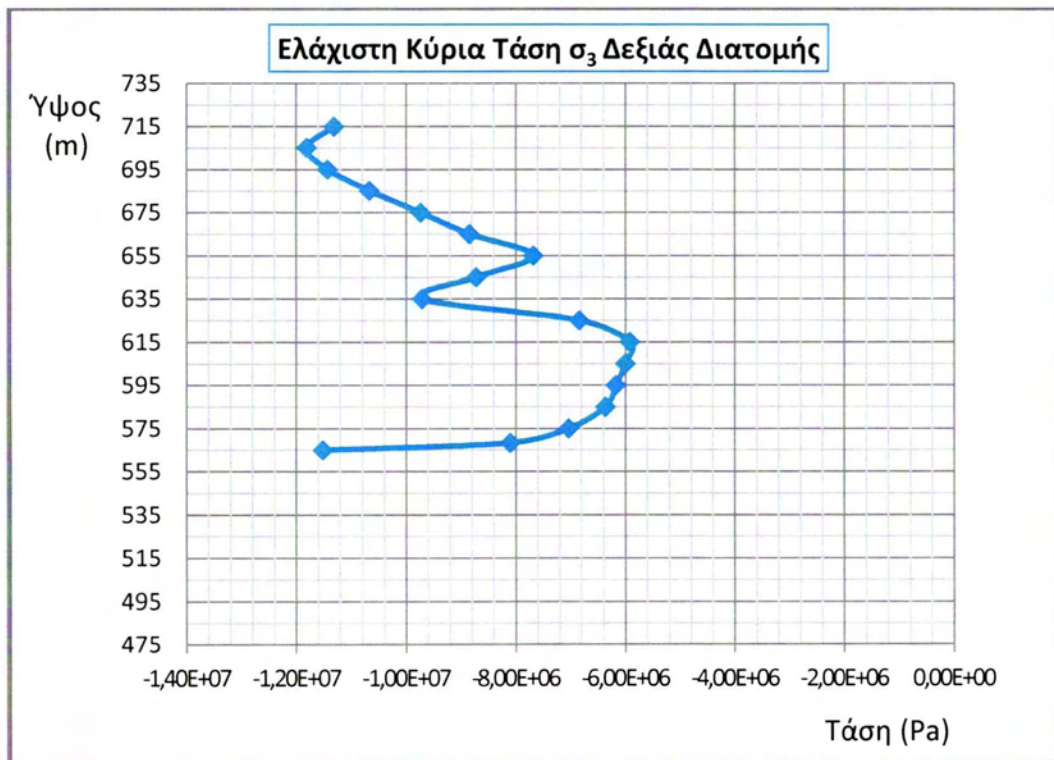


**Σχήμα 5.2.12** Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Δεξιάς Διατομής





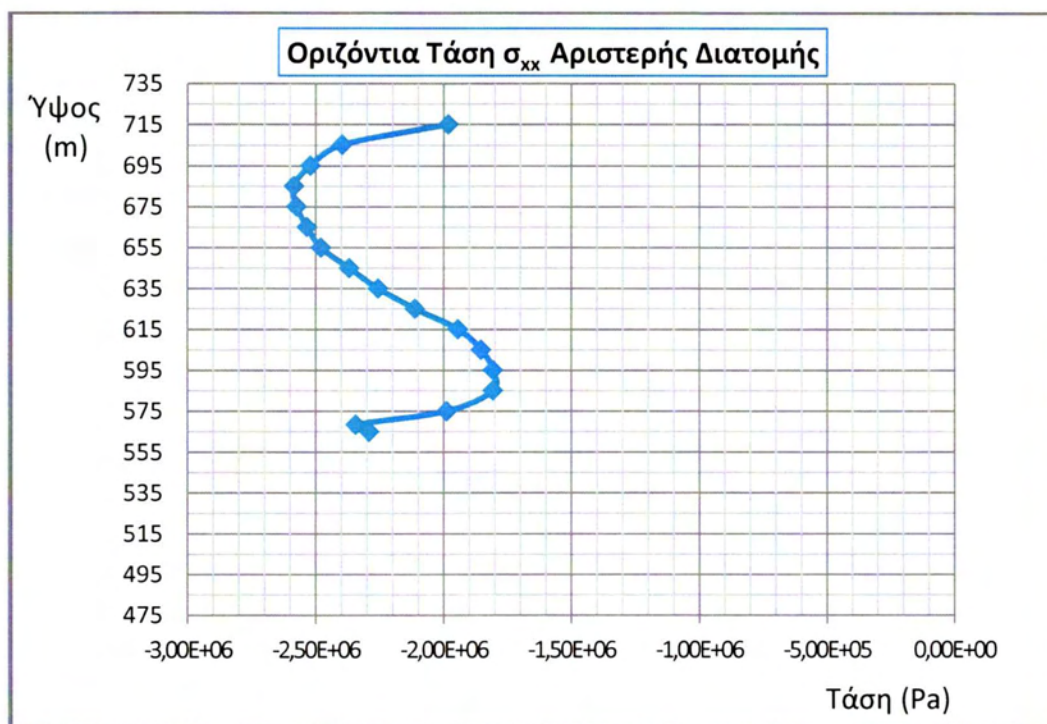
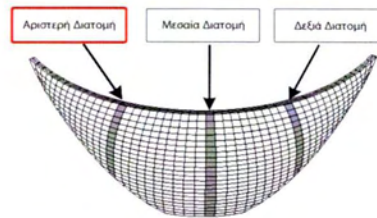
**Σχήμα 5.2.13** Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Δεξιάς Διατομής



**Σχήμα 5.2.14** Ελάχιστη Κύρια Τάση  $\sigma_3$  Δεξιάς Διατομής

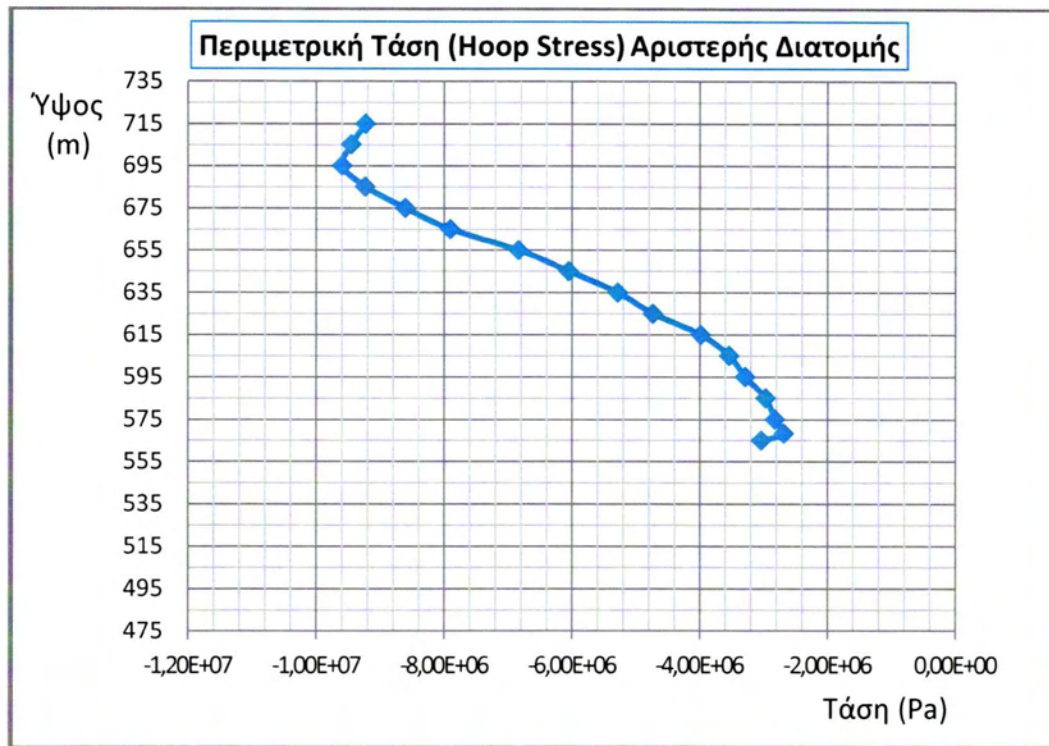
Ο εφελκυσμός στη δεξιά διατομή είναι το κύριο φαινόμενο που εμφανίζεται. Πιο συγκεκριμένα η βάση εφελκύεται με 18,9 MPa. Για την αποφυγή τυχόν σφάλματος αξίζει να αναφερθεί ότι το αμέσως επόμενο διακριτοποιημένο στοιχείο και σε ύψος 10m πάνω από τη βάση του φράγματος, έχει εφελκυστική τάση 6,9 MPa. Οι θλιπτικές τάσεις στο διάγραμμα αναπτύσσονται έντονα τόσο στη βάση, όσο και στην κορυφή της διατομής με τιμές -11,5 MPa και -11,8 MPa αντίστοιχα.

### 5.2.3 ΤΑΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

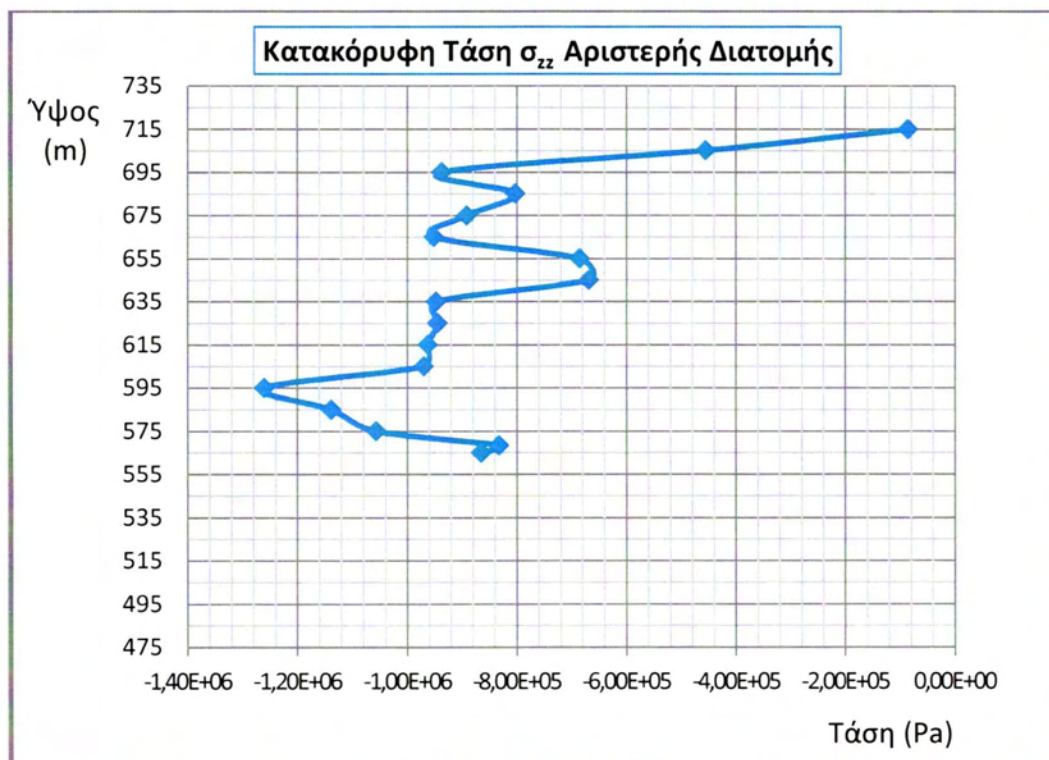


Σχήμα 5.2.15 Οριζόντια Τάση  $\sigma_{xx}$  Αριστερής Διατομής





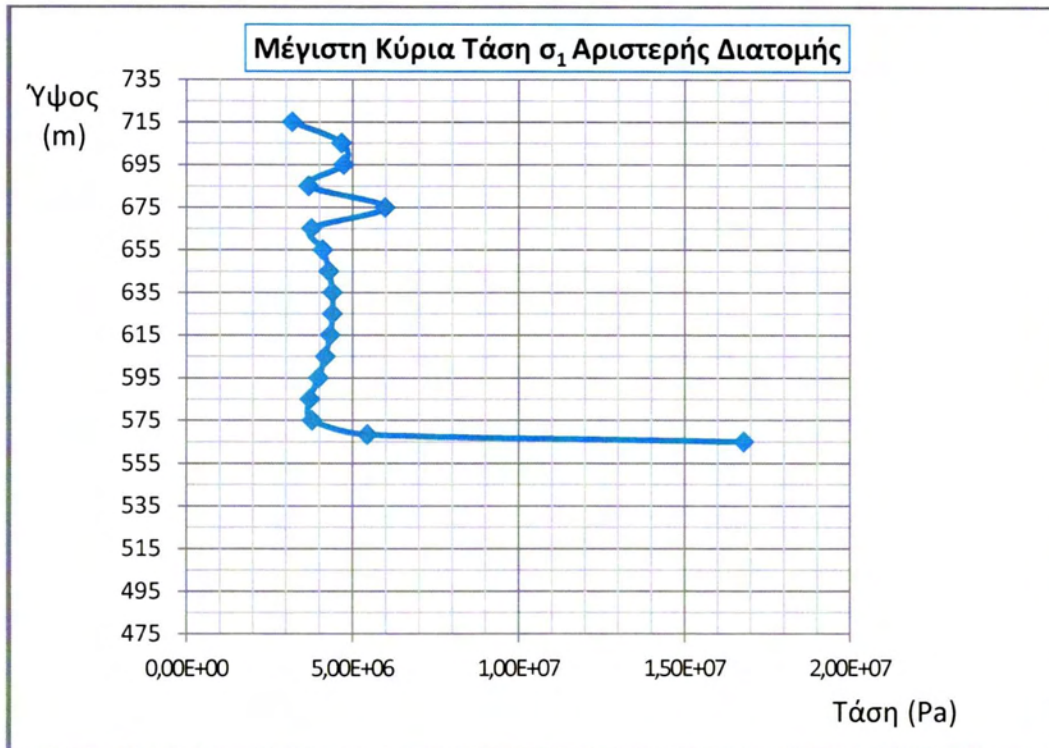
Σχήμα 5.2.16 Περιμετρική Τάση (Hoop Stress) Αριστερής Διατομής



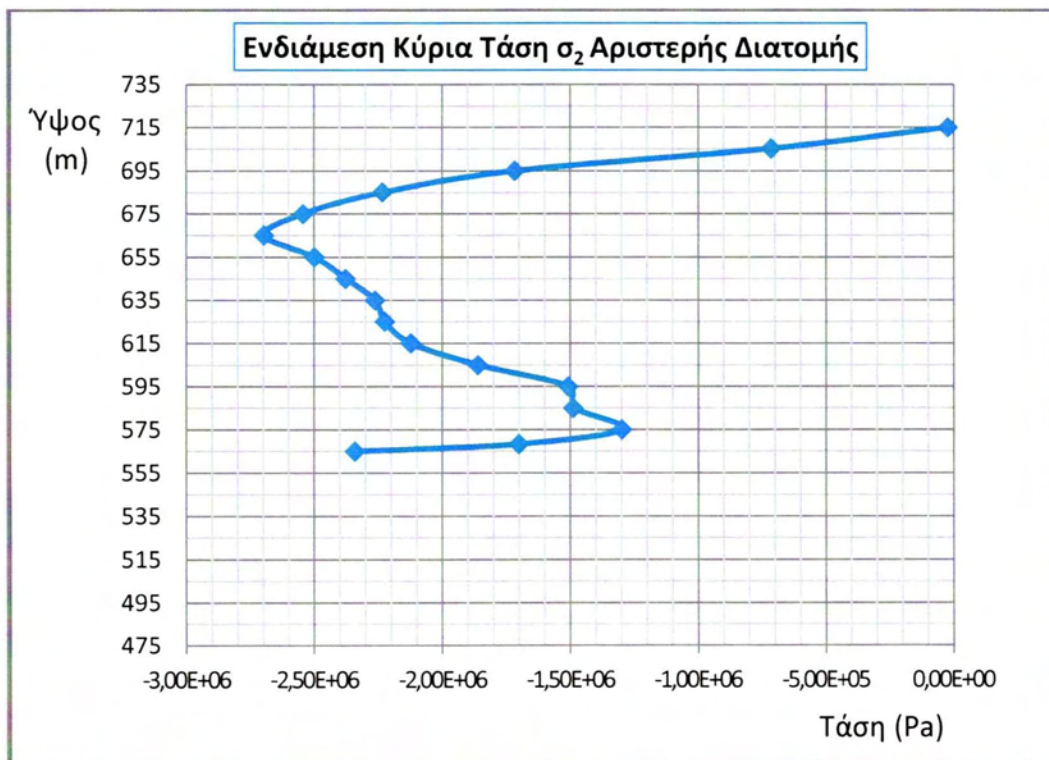
Σχήμα 5.2.17 Κατακόρυφη Τάση  $\sigma_{zz}$  Αριστερής Διατομής

Όπως στις δύο προηγούμενες διατομές, έτσι και στην αριστερή οι περιμετρικές τάσεις είναι αυτές που παίρνουν τις μέγιστες τιμές. Πιο

συγκεκριμένα σε ύψος 200m υπάρχει ανάπτυξη θλίψης της τάξεως 9,59 ΜΡα κατά απόλυτη τιμή.



Σχήμα 5.2.18 Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Αριστερής Διατομής



Σχήμα 5.2.19 Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Αριστερής Διατομής





Σχήμα 5.2.20 Ελάχιστη Κύρια Τάση  $\sigma_3$  Αριστερής Διατομής

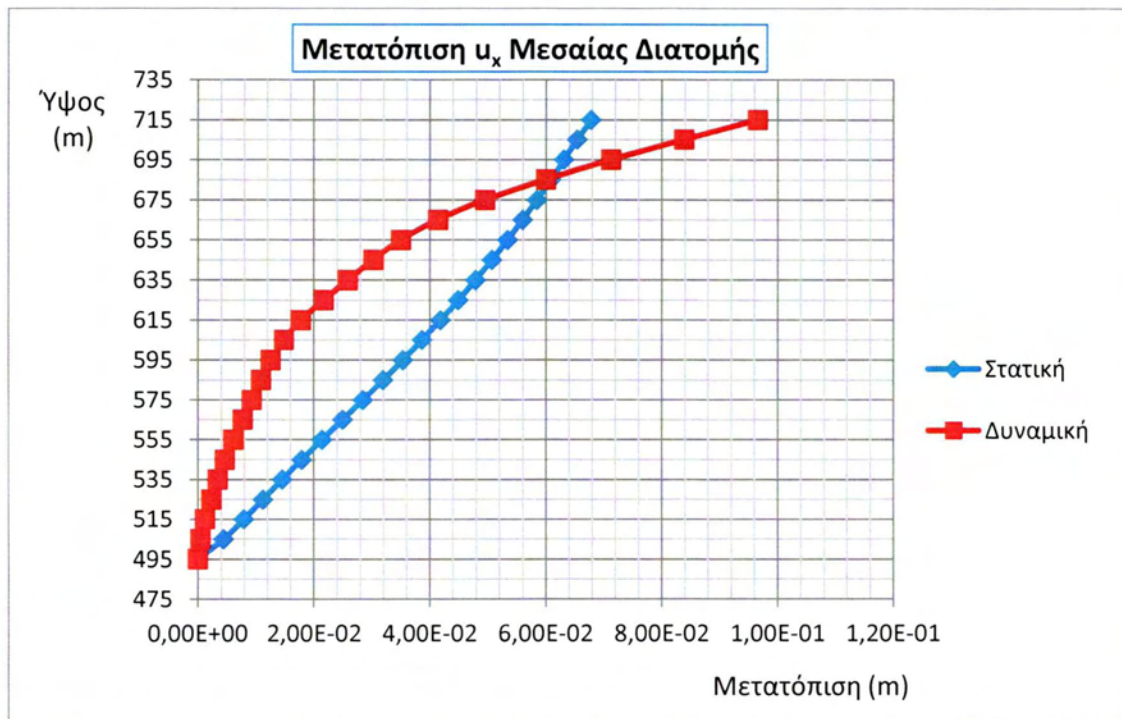
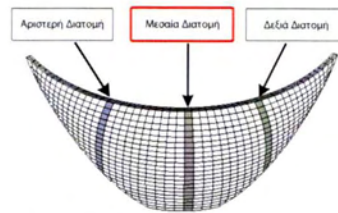
Οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στην αριστερή διατομή είναι της τάξεως των 16,8 MPa, ενώ όπως αναφέρθηκε και στις προηγούμενες περιπτώσεις για να αποφευχθεί το ενδεχόμενο λάθους αναφέρεται ότι η αμέσως επόμενη εφελκυστική τιμή είναι λίγο πιο πάνω από τη βάση με τιμή 5,45 MPa. Όπως είναι ορατό οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις είναι σχεδόν ίσες στη βάση, στη μέση και στην κορυφή της διατομής με τιμές -11,1MPa, -11,7MPa και -11,8 MPa αντίστοιχα.

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω δεδομένα προκύπτει το συμπέρασμα ότι η διατομή που δέχεται τις μέγιστες εφελκυστικές τάσεις, άρα αναπτύσσεται και η δυσμενέστερη κατάσταση σε εφελκυσμό είναι η δεξιά διατομή, όπου η βάση της εφελκύεται με 18,9 MPa. Από την άλλη πλευρά η διατομή που δέχεται τις μεγαλύτερες θλιπτικές τάσεις είναι η μεσαία διατομή όπου ασκούνται 16,4 MPa κατά απόλυτη τιμή.

### 5.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

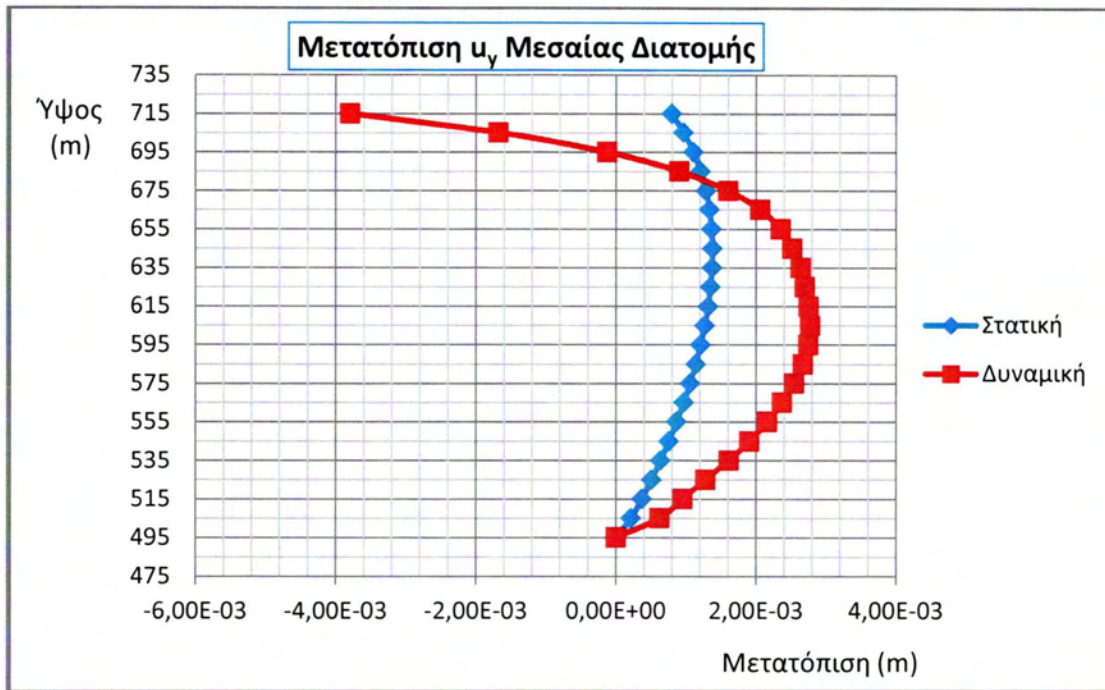
Εκτός από τα ολικά διαγράμματα μετατοπίσεων και τάσεων παρουσιάζονται διαγράμματα με τιμές των μεγεθών από τις δύο αναλύσεις (στατική και δυναμική) ξεχωριστά σε ένα κοινό διάγραμμα για κάθε διατομή.

#### 5.3.1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

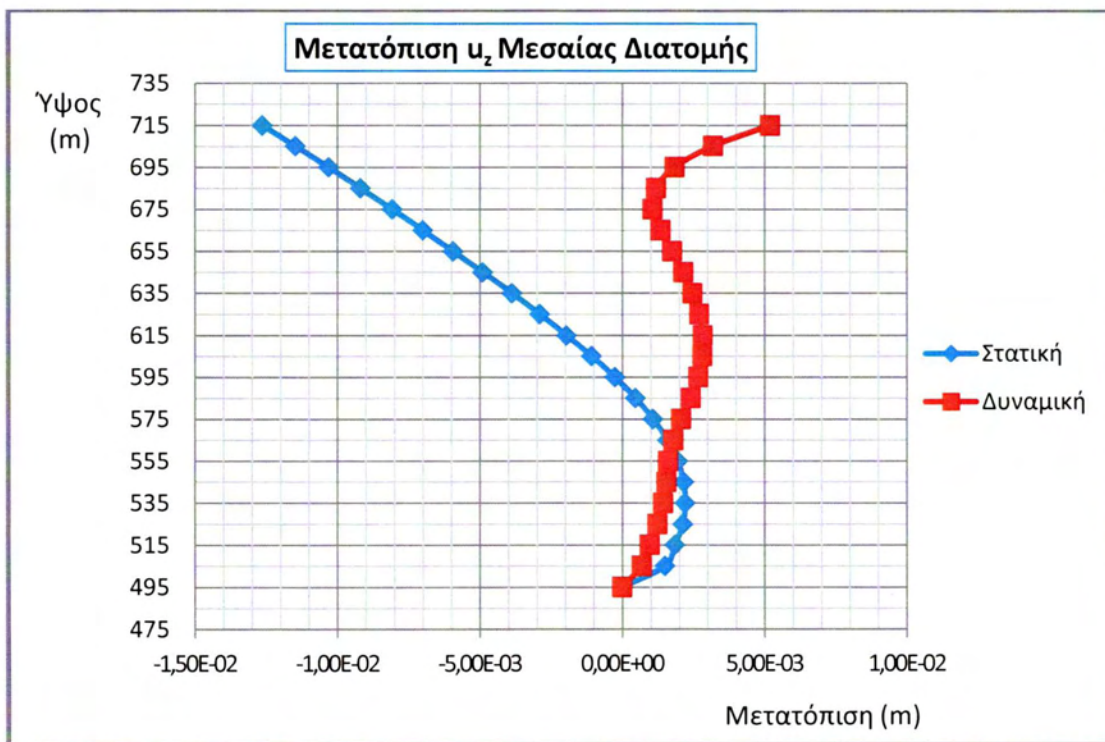


Σχήμα 5.3.1 Μετατόπιση  $u_x$  Μεσαίας Διατομής





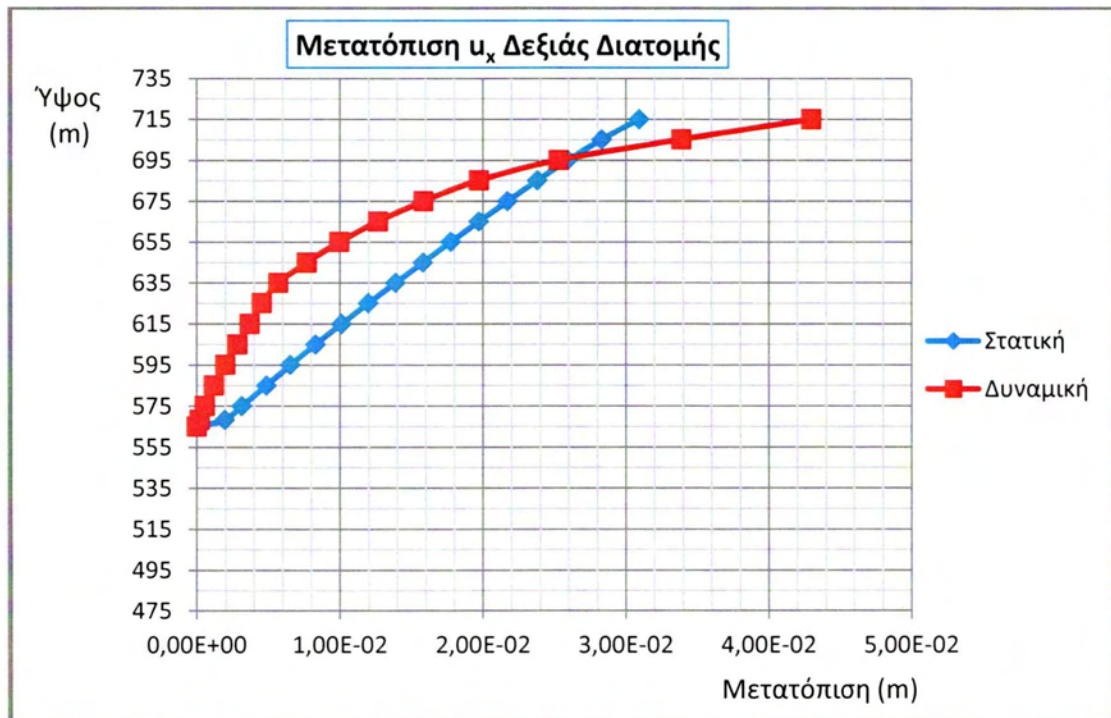
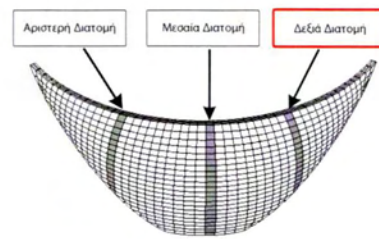
**Σχήμα 5.3.2** Μετατόπιση  $u_y$  Μεσαίας Διατομής



**Σχήμα 5.3.3** Μετατόπιση  $u_z$  Μεσαίας Διατομής

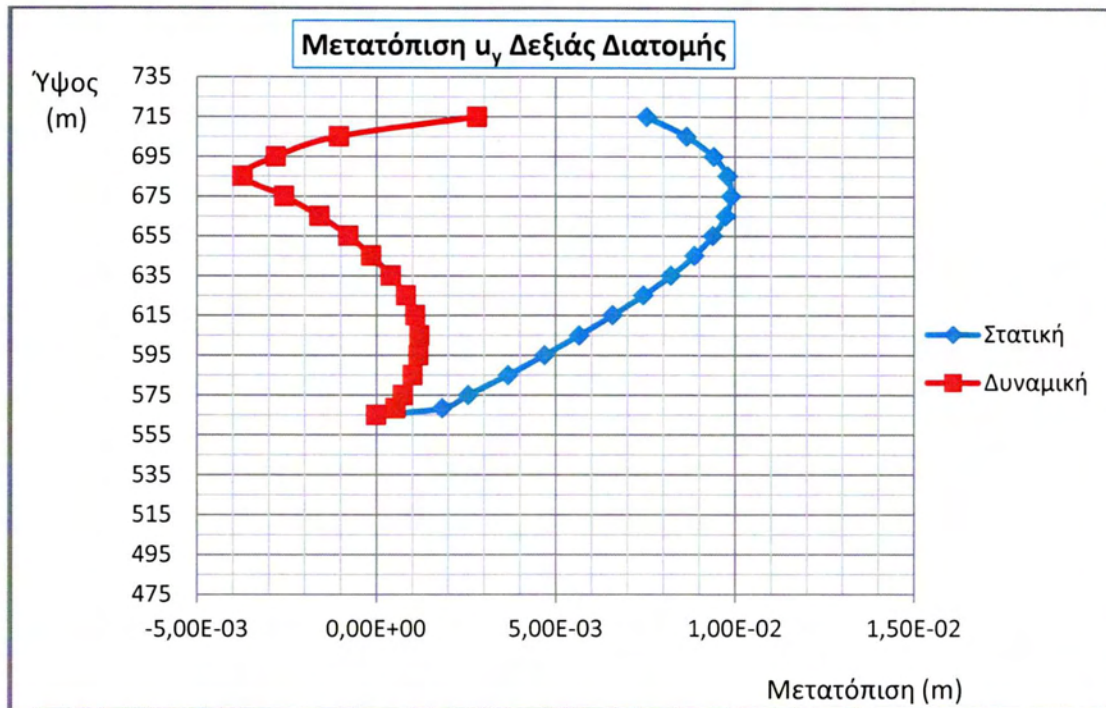
Η στατική και η δυναμική φόρτιση προκαλούν ομόρροπες μετατοπίσεις με τους άξονες  $x$  και  $y$ . Πιο συγκεκριμένα κατά τον άξονα  $x$  η στατική φόρτιση προκαλεί στην κορυφή της διατομής σχετική μετατόπιση 6,79cm και η δυναμική φόρτιση 9,66cm. Αντίστοιχα κατά τον άξονα  $y$  η μέγιστη σχετική μετατόπιση εμφανίζεται στο μέσον της διατομής, όπου η στατική φόρτιση προκαλεί σχετική μετατόπιση 1,32mm, ενώ η δυναμική φόρτιση προκαλεί -2,78mm. Στον άξονα  $z$  προκαλείται αντίρροπη μετακίνηση εξ αιτίας των δύο φορτίσεων με την δυναμική φόρτιση να λειτουργεί ευμενώς στην κίνηση του φράγματος προκαλώντας σχετική μετακίνηση 5,2 mm, ενώ η στατική φόρτιση προκαλεί μετατόπιση -1,26cm.

### 5.3.2 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

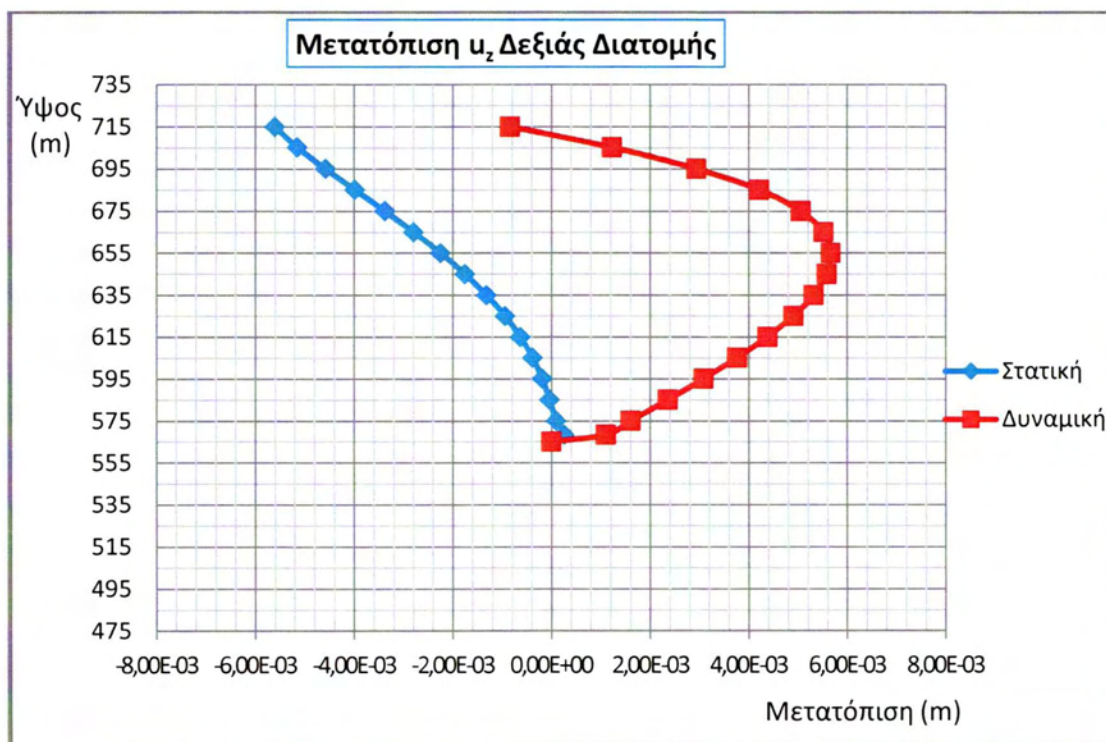


Σχήμα 5.3.4 Μετατόπιση  $u_x$  Δεξιάς Διατομής





**Σχήμα 5.3.5** Μετατόπιση  $u_y$  Δεξιάς Διατομής



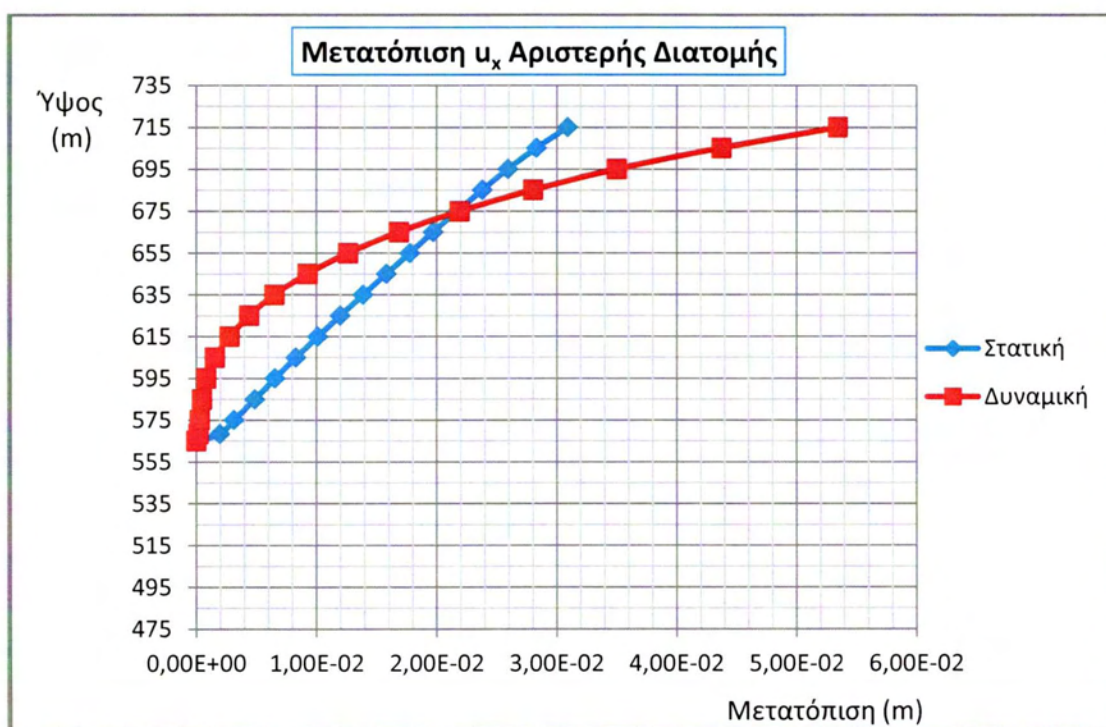
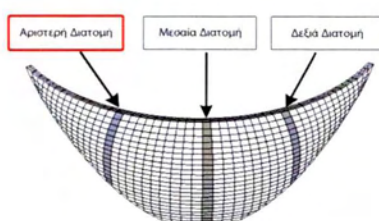
**Σχήμα 5.3.6** Μετατόπιση  $u_z$  Δεξιάς Διατομής

Η μέγιστη σχετική μετατόπιση της δεξιάς διατομής για στατική και δυναμική φόρτιση αντίστοιχα είναι ομόρροπη του άξονα x. Η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στην κορυφή της διατομής με την στατική φόρτιση να

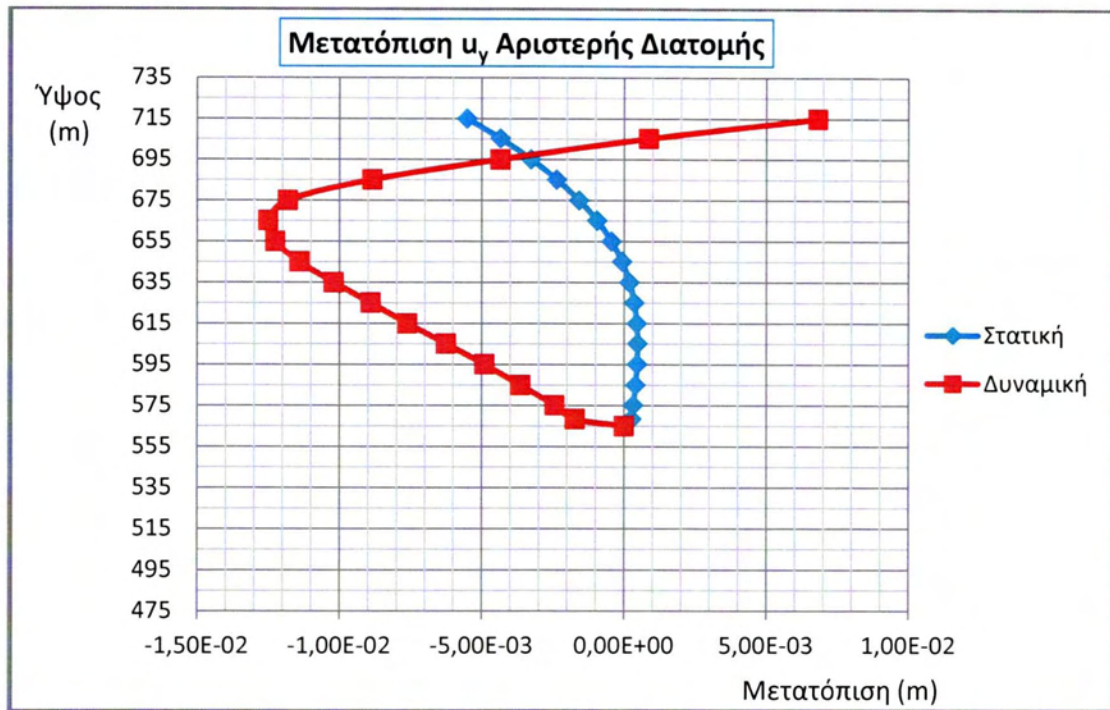


προκαλεί σχετική μετακίνηση 3,9cm και την δυναμική 4,3cm. Κατά τον άξονα  $y$  οι δύο φορτίσεις προκαλούν αντίρροπη μετακίνηση μεταξύ τους με αυτή της στατικής φόρτισης να κινείται προς το θετικό άξονα και της δυναμικής προς τον αρνητικό άξονα, λειτουργώντας ευμενώς στην κατασκευή και μειώνοντας τις μετακινήσεις. Στον άξονα  $z$  η μέγιστη σχετική μετατόπιση λόγω στατικής φόρτισης ισούται με 5,6mm αντίθετα από τη φορά του άξονα, ενώ λόγω δυναμικής φόρτισης ισούται με 5,7mm.

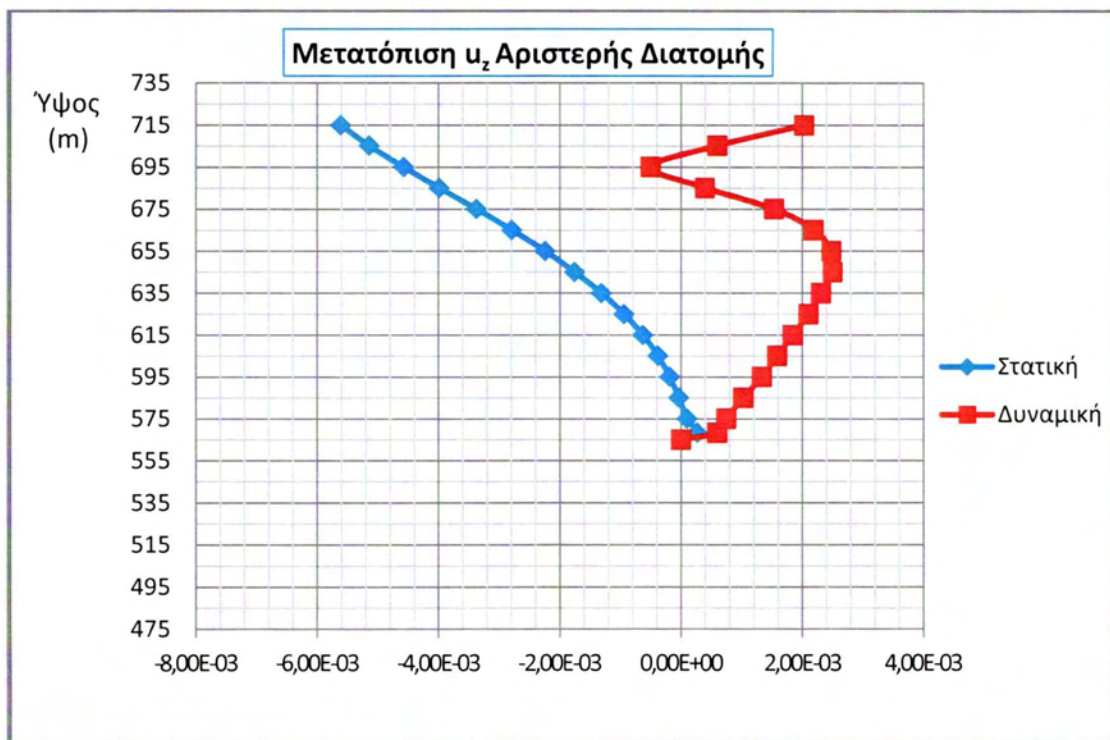
### 5.3.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 5.3.7 Μετατόπιση  $u_x$  Αριστερής Διατομής



**Σχήμα 5.3.8** Μετατόπιση  $u_y$  Αριστερής Διατομής



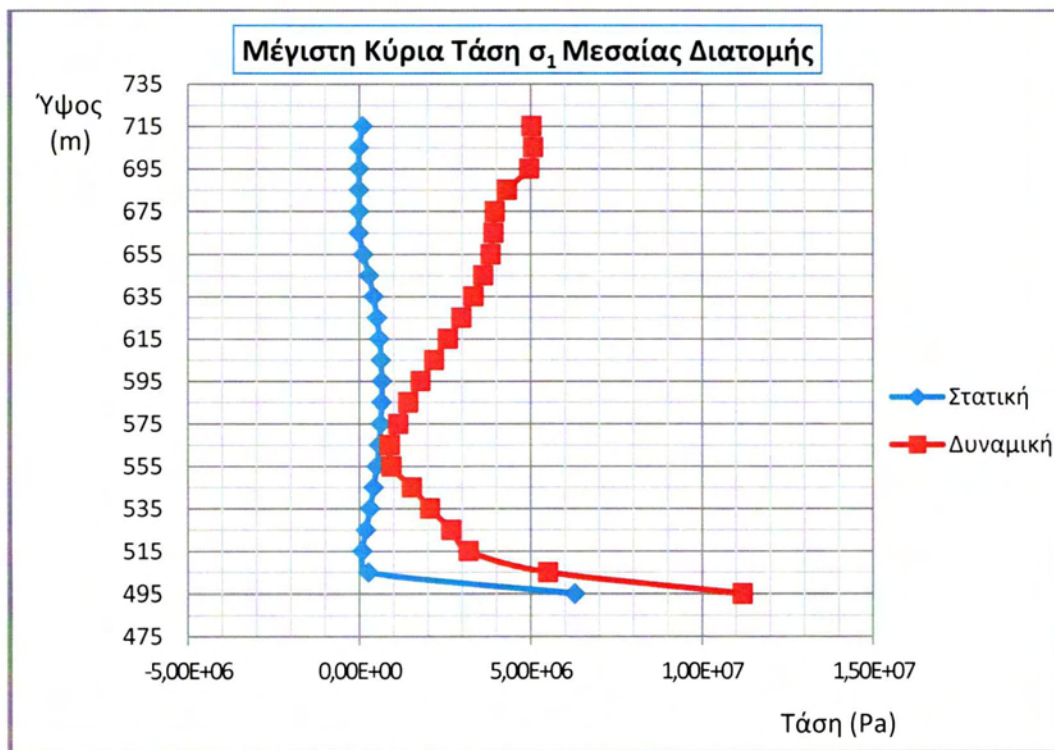
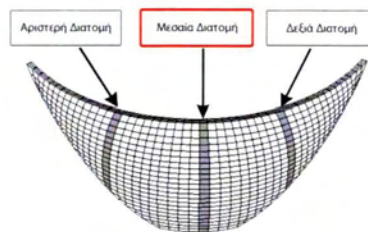
**Σχήμα 5.3.9** Μετατόπιση  $u_z$  Αριστερής Διατομής

Η σχετική μετατόπιση της αριστερής διατομής κατά τον άξονα χ προκύπτει από την ομόρροπη σχετική μετακίνηση που προκαλείται από τις δυο φορτίσεις. Η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στην κορυφή της διατομής με τη σχετική μετατόπιση να είναι λόγω στατικής φόρτισης 3,09cm και λόγω

δυναμικής 5,35cm. Στον άξονα y η μέγιστη μετατόπιση βρίσκεται σε ύψος 200m, όπου λόγω δυναμικής φόρτισης είναι -1,22cm και στατικής - 5,50mm. Κατά τον άξονα z οι δύο φορτίσεις προκαλούν αντίθετη μεταξύ τους κίνηση με τη στατική φόρτιση στο δυσμενέστερο σημείο (200m) να προκαλεί μετακίνηση-5,60mm και τη δυναμική 2,48mm.

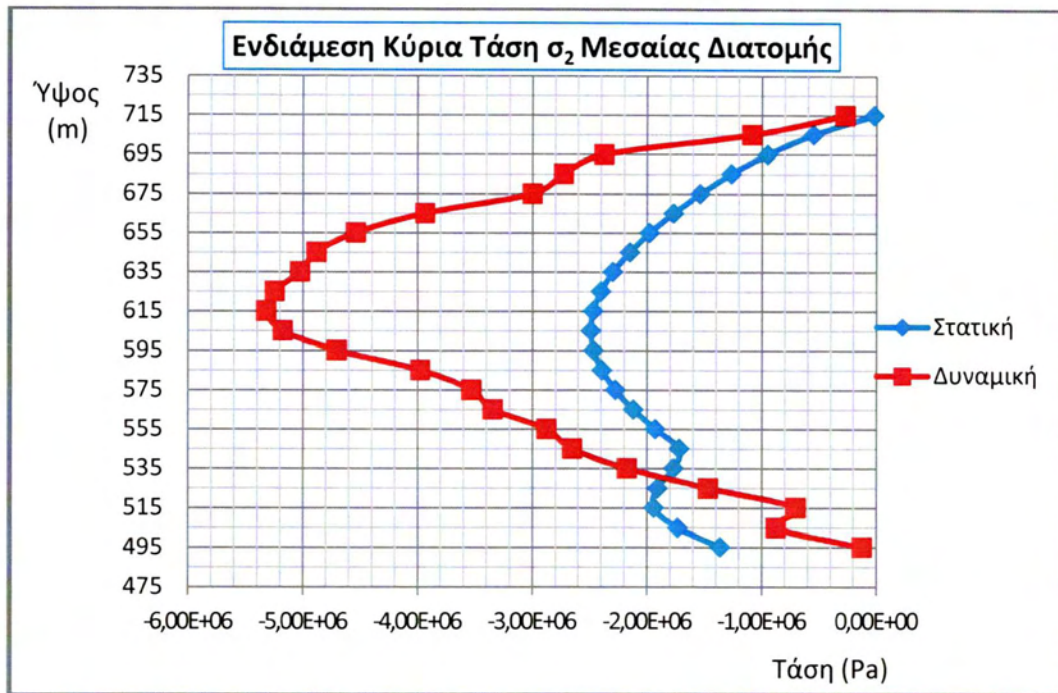
## 5.4 ΤΑΞΕΙΣ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

### 5.4.1 ΤΑΞΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

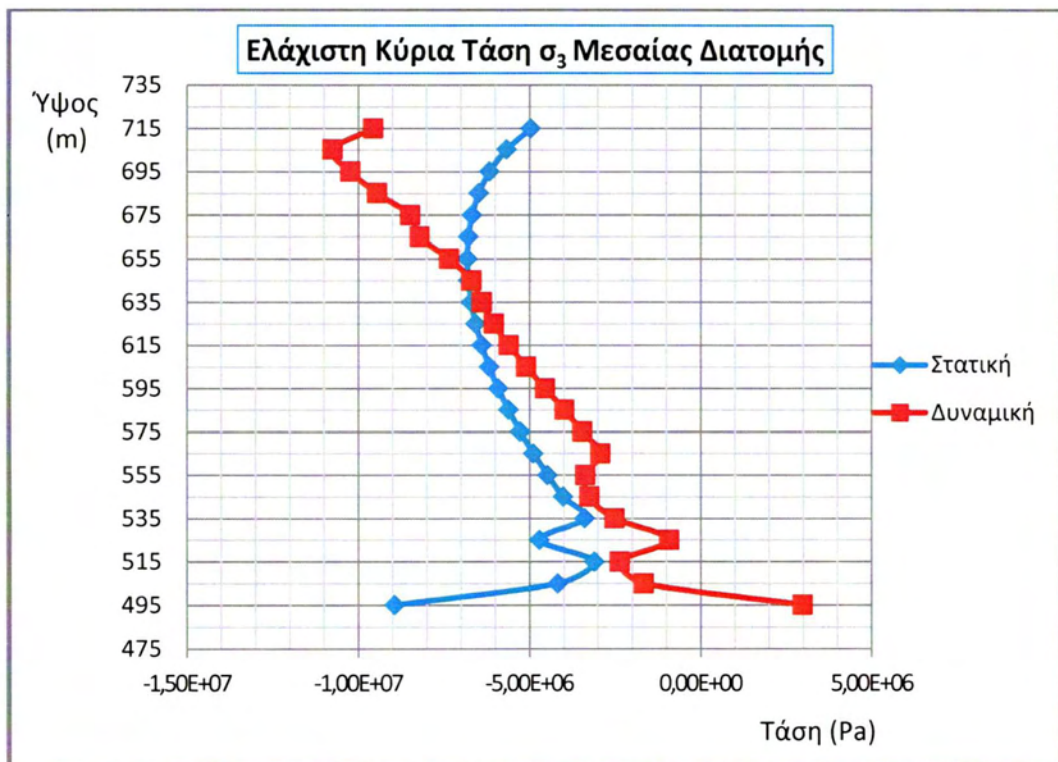


**Σχήμα 5.4.1** Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Μεσαίας Διατομής





**Σχήμα 5.4.2** Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Μεσαίας Διατομής

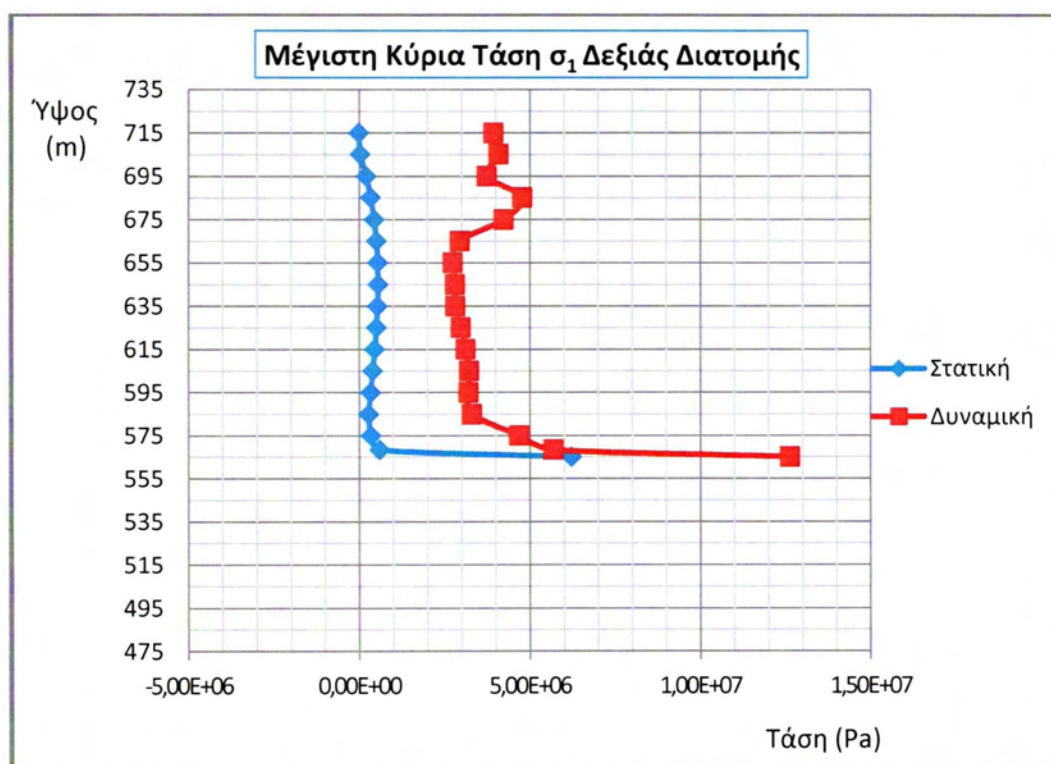
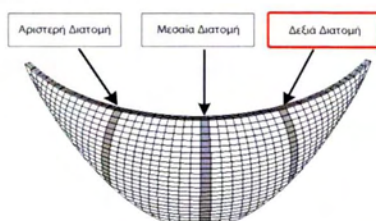


**Σχήμα 5.4.3** Ελάχιστη Κύρια Τάση  $\sigma_3$  Μεσαίας Διατομής

Στη παραπάνω διατομή η μέγιστη εφελκυστική τάση εμφανίζεται στη βάση της κατασκευής με τιμή 11,2MPa για δυναμική φόρτιση και

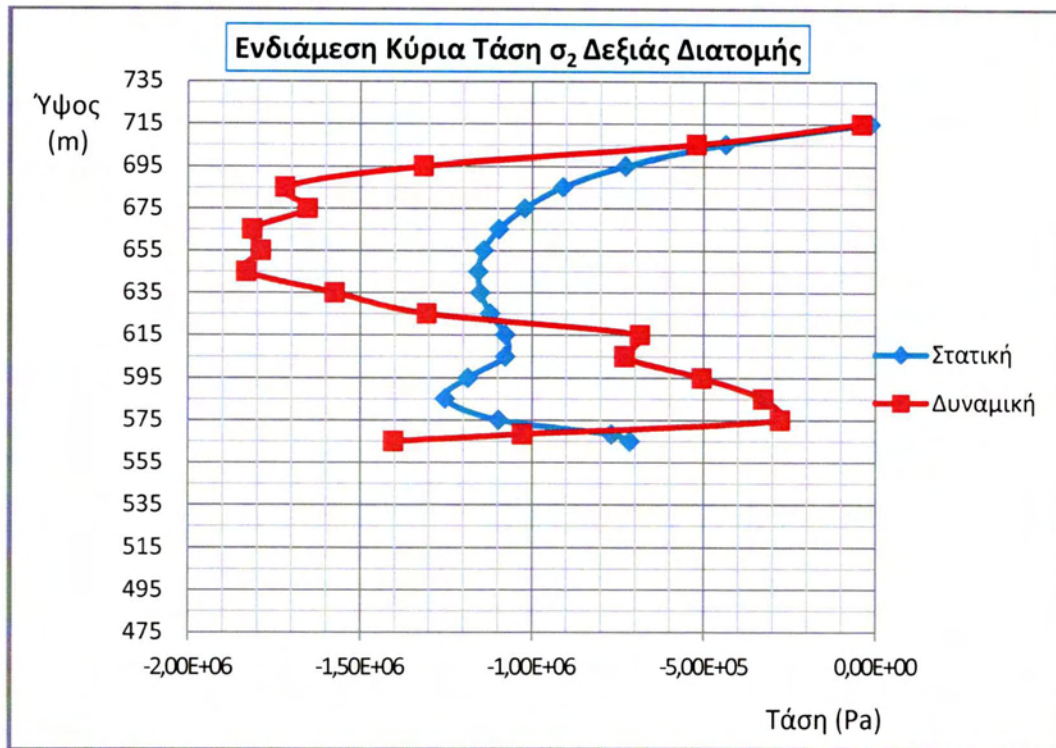
6,31MPa για στατική. Η μέγιστη θλιπτική τάση εμφανίζεται στη βάση της διατομής με τιμή για στατική φόρτιση -8,94MPa και στη κορυφή για δυναμική φόρτιση με τιμή -10,7 MPa. Επομένως η δυναμική φόρτιση όπως είναι φυσικό, ασκεί τις μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα.

#### 5.4.2 ΤΑΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

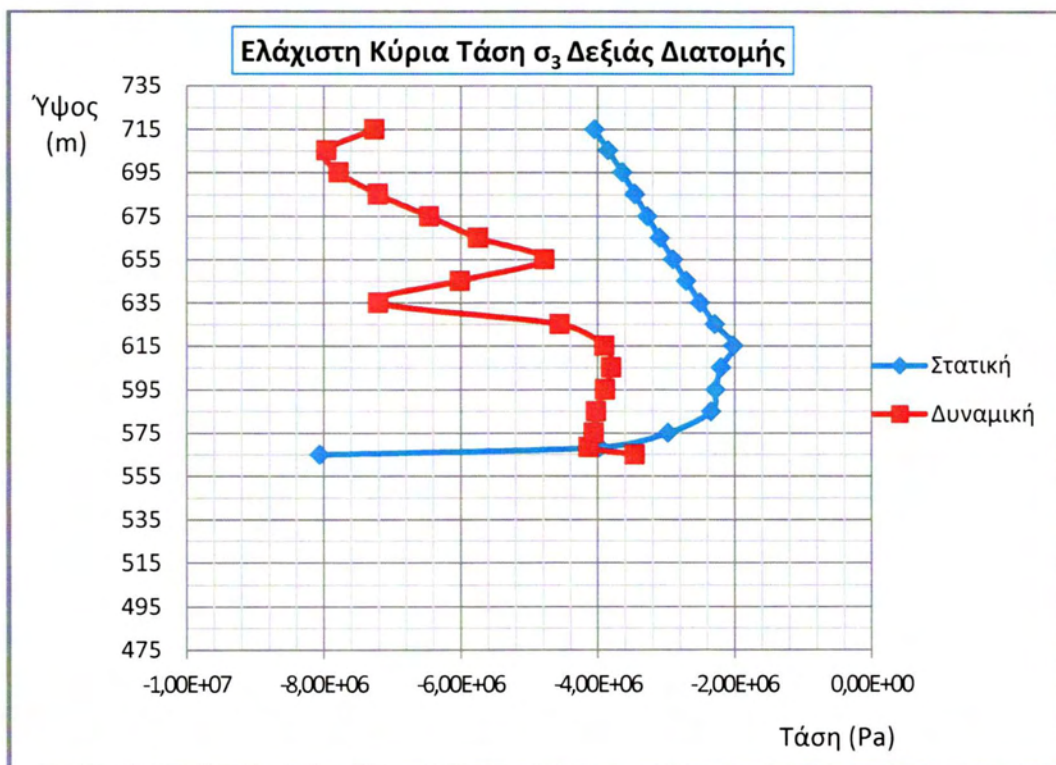


Σχήμα 5.4.4 Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Δεξιάς Διατομής





Σχήμα 5.4.5 Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Δεξιάς Διατομής



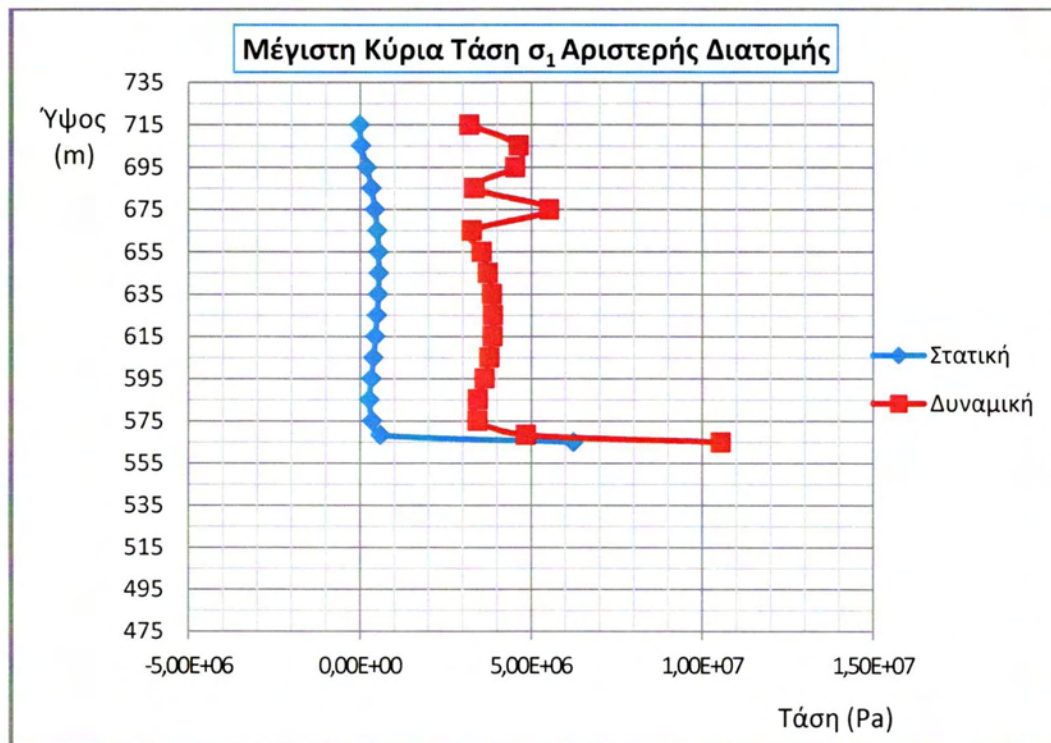
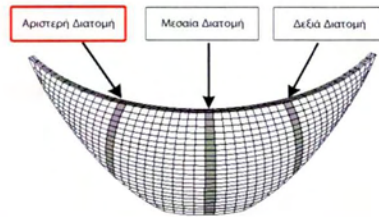
Σχήμα 5.4.6

Οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις εμφανίζονται στη βάση της δεξιάς διατομής όπως και στη μεσαία. Σε αυτή την περίπτωση οι τάσεις είναι 12,6MPa για τη δυναμική φόρτιση και 6,23MPa για την στατική

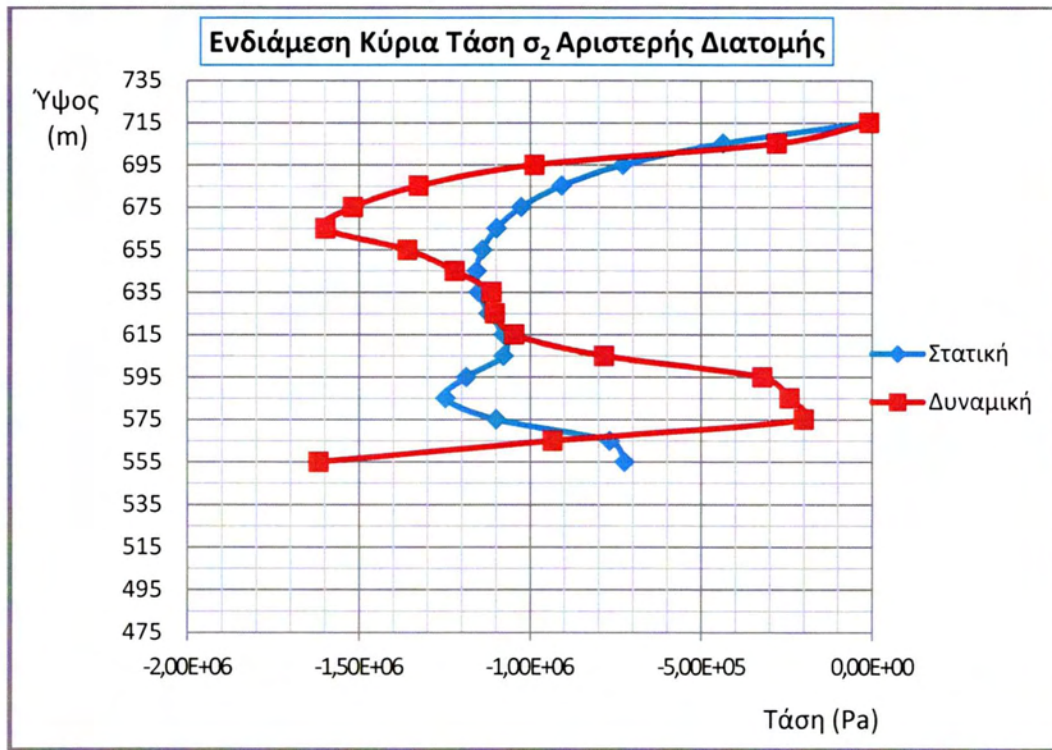


φόρτιση. Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις εμφανίζονται στην κορυφή με τιμές  $-7,96 \text{ MPa}$  για δυναμική και  $-3,84 \text{ MPa}$  για τη στατική φόρτιση.

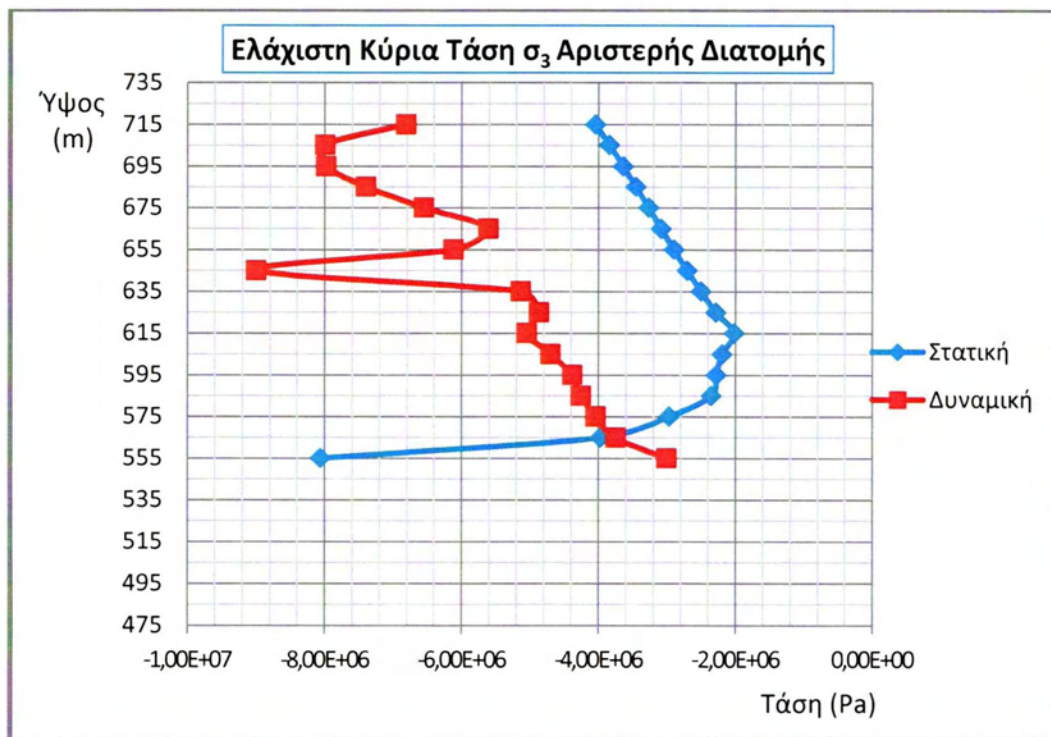
### 5.4.3 ΤΑΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 5.4.7



Σχήμα 5.4.8



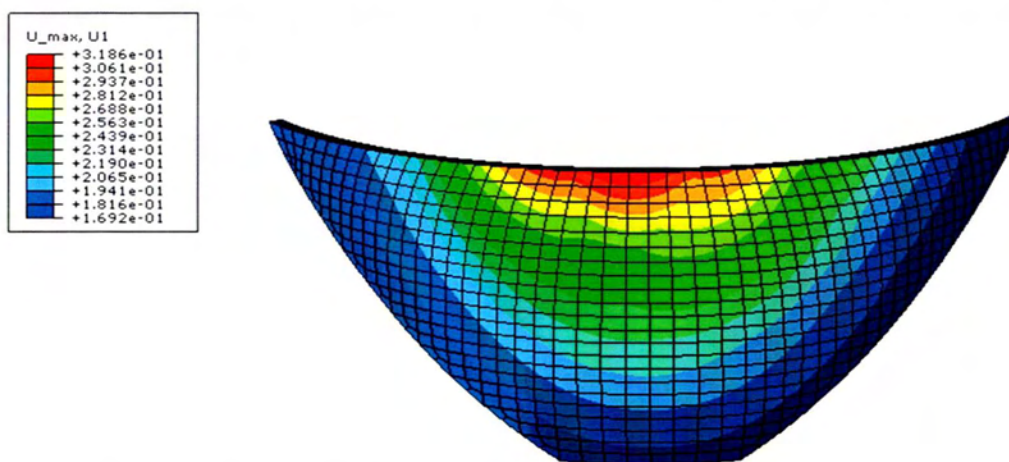
Σχήμα 5.4.9

Στη βάση της διατομής εμφανίζεται η μέγιστη εφελκυστική τάση με τιμή για δυναμική φόρτιση 10,5MPa και για στατική 6,25MPa. Η μέγιστη θλιπτική τάση εμφανίζεται στη κορυφή της κατασκευής. Η δυναμική φόρτιση προκαλεί τάση -9MPa, ενώ λόγω στατικής φόρτισης έχουμε -8,06MPa.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ C25

### 6.1 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ

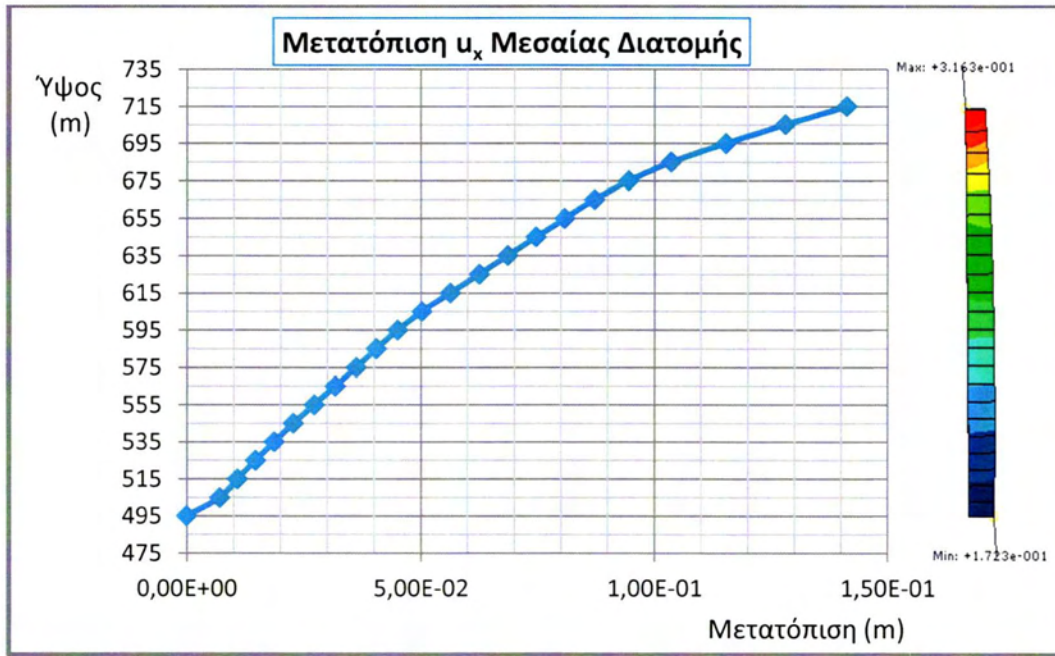
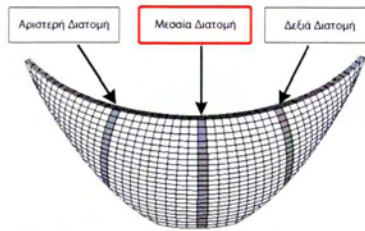
Επιλέχθηκε ελαστοπλαστικό σκυρόδεμα με θλιπτική αντοχή 25MPa και εφελκυστική αντοχή 2,6MPa. Τα αποτελέσματα για αυτή τη κατηγορία σκυροδέματος (μετατοπίσεις και τάσεις) εμφανίζονται στα διαγράμματα που ακολουθούν για καθεμία από τις τρεις διατομές που επιλέχθηκαν. Στο σχήμα 6.1.1 φαίνεται η ολική μετατόπιση του φράγματος για C25 με τη μέγιστη τιμή να εμφανίζεται στη κορυφή. Στα σχήματα 6.2.4 και 6.2.7 φαίνεται η κατανομή των κύριων εφελκυστικών και θλιπτικών τάσεων, ενώ στο υπόμνημα που βρίσκεται δίπλα φαίνεται το εύρος των τιμών.



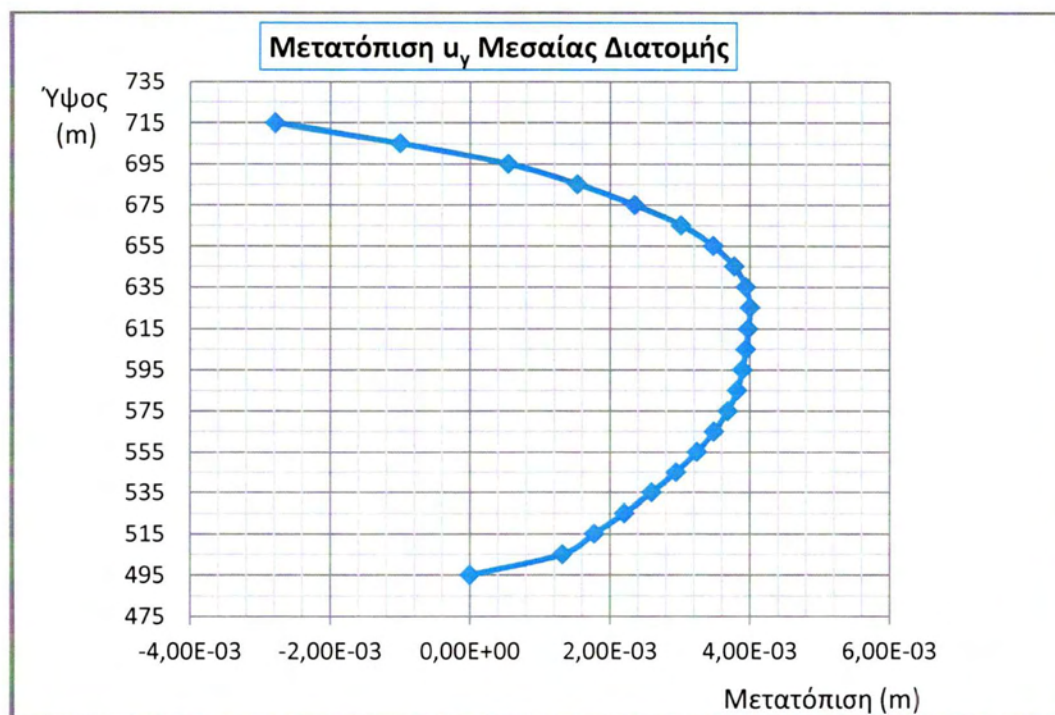
Σχήμα 6.1.1 Μετατοπίσεις κατά τον άξονα x



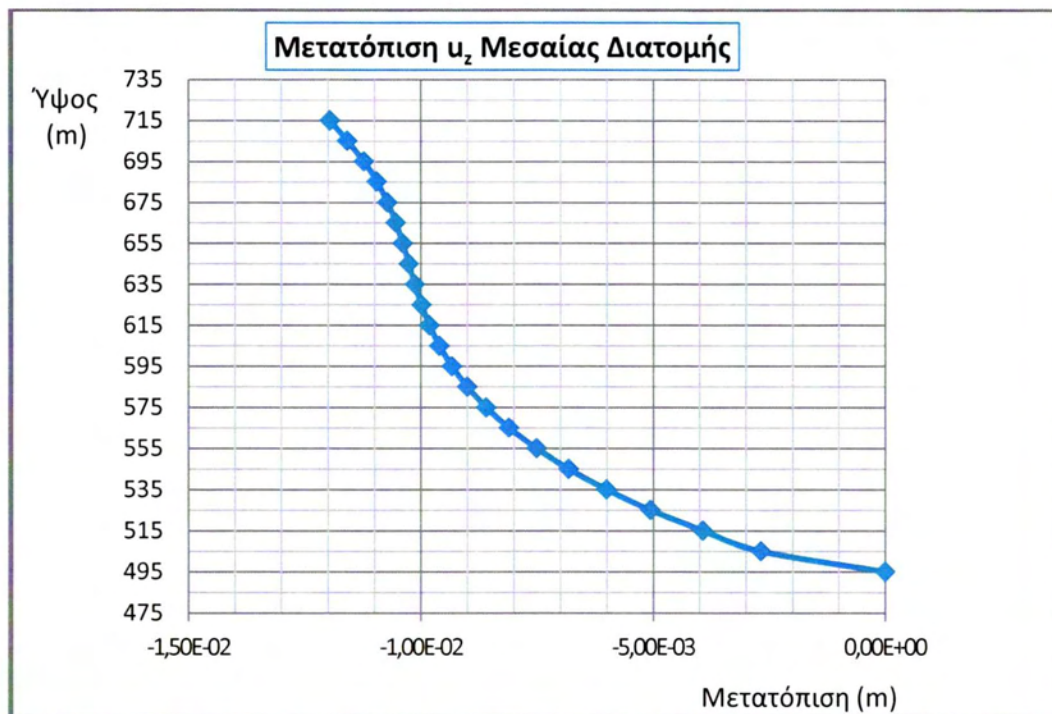
### 6.1.1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 6.1.2 Μετατόπιση  $u_x$  Μεσαίας Διατομής



Σχήμα 6.1.3 Μετατόπιση  $u_y$  Μεσαίας Διατομής

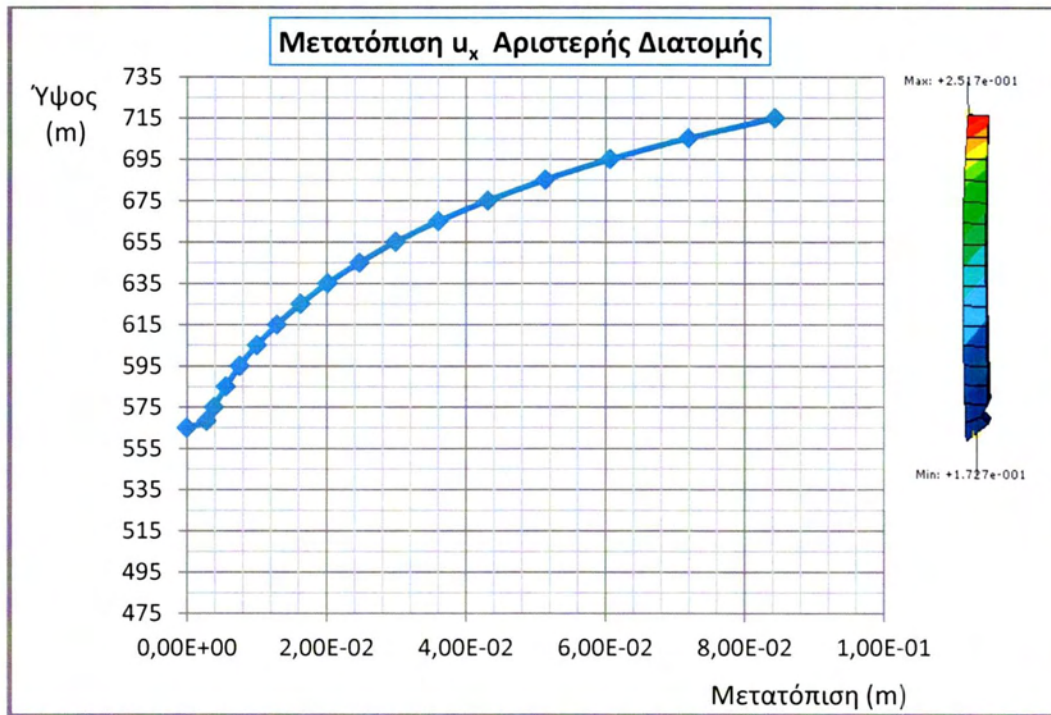
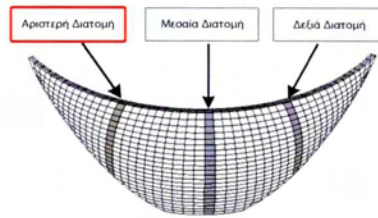


**Σχήμα 6.1.4** Μετατόπιση  $u_z$  Μεσαίας Διατομής

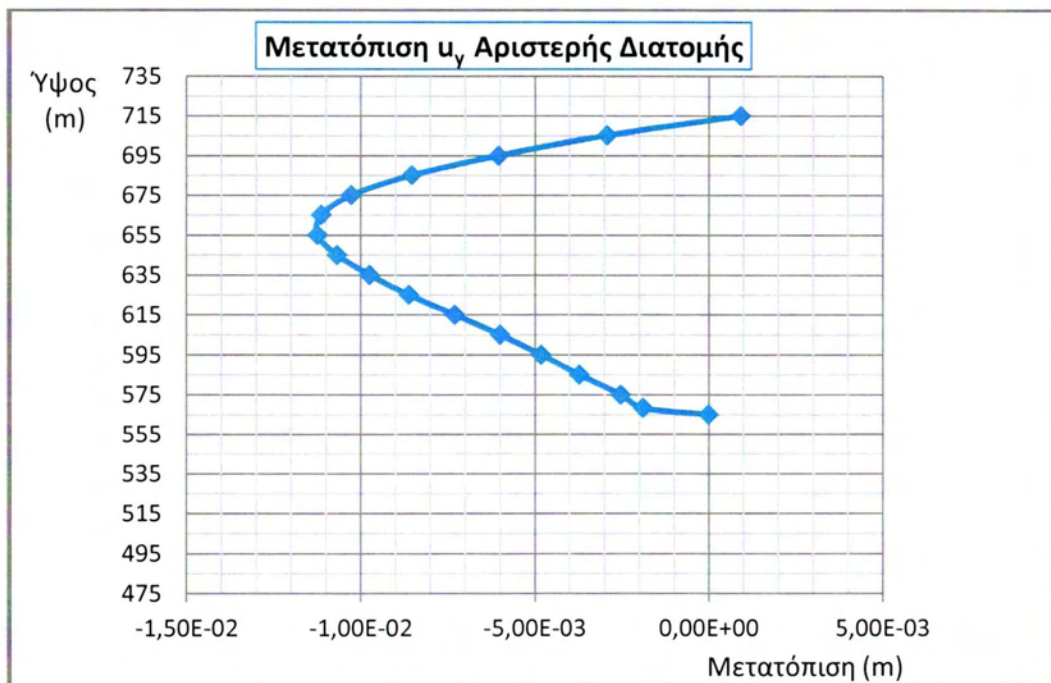
Η μέγιστη σχετική μετατόπιση στη μεσαία διατομή του ελαστοπλαστικού σκυρδέματος εμφανίζεται στην κορυφή της διατομής και ομόρροπα του άξονα  $x$  με τιμή 14,1cm. Κατά την κατεύθυνση  $y$  η μέγιστη σχετική μετατόπιση εμφανίζεται στο μέσον της διατομής με τιμή 4mm. Η σχετική μετατόπιση καθ' ύψος της διατομής έχει μέγιστη τιμή στην κορυφή της διατομής με τιμή -1,2cm. Όπως είναι φυσικό στον άξονα  $z$  η μετατόπιση είναι αρνητική διότι το φαινόμενο που επικρατεί κατά τον άξονα αυτό είναι η θλίψη λόγω του βάρους της κατασκευής.

Επομένως, η δυσμενέστερη κατάσταση για τη μεσαία διατομή εμφανίζεται στον άξονα  $x$  και κυρίως στην κορυφή της διατομής όπου έχουμε θλίψη της κατασκευής.

## 6.1.2 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

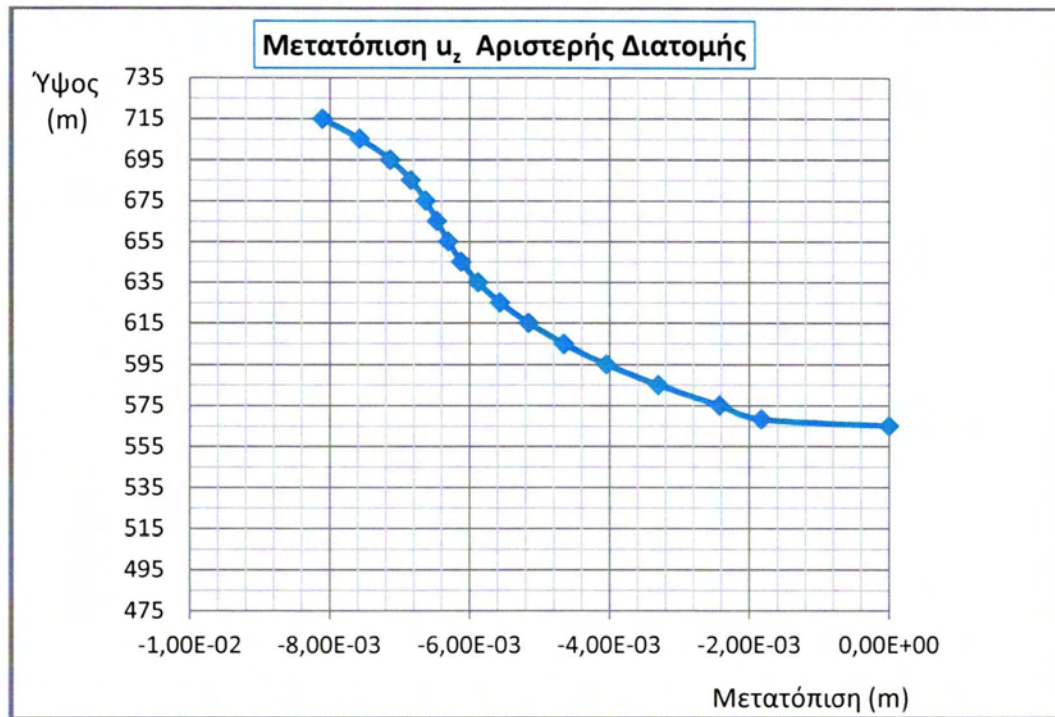


Σχήμα 6.1.5 Μετατόπιση  $u_x$  Αριστερής Διατομής



Σχήμα 6.1.6 Μετατόπιση  $u_y$  Αριστερής Διατομής

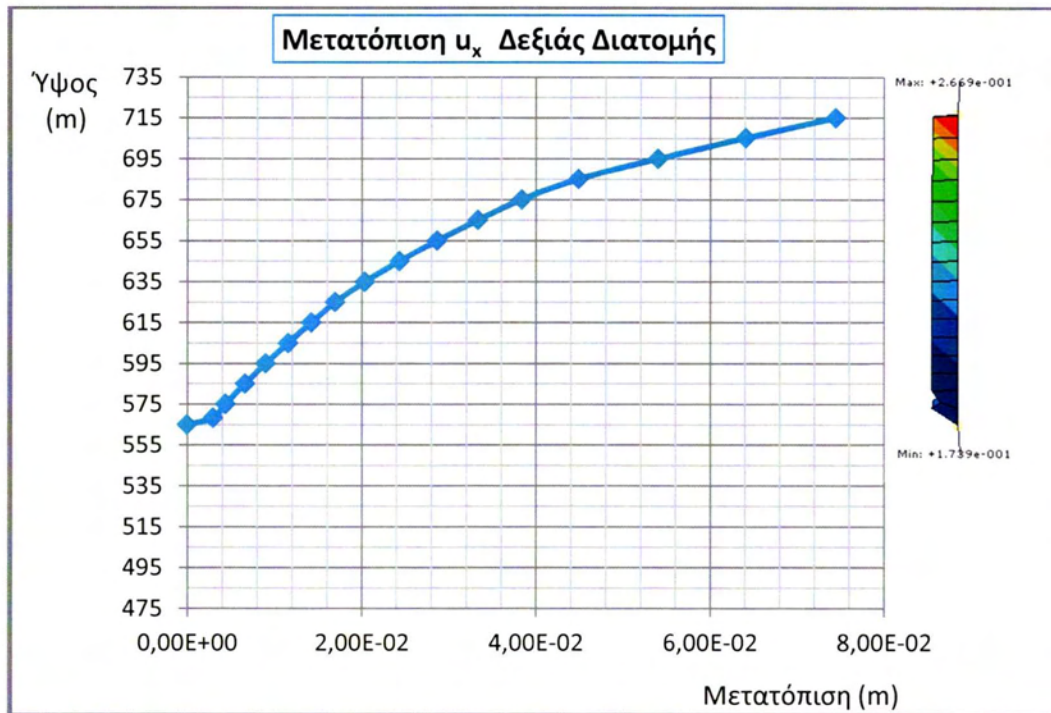
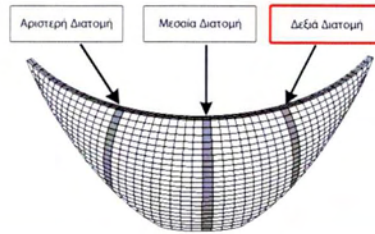




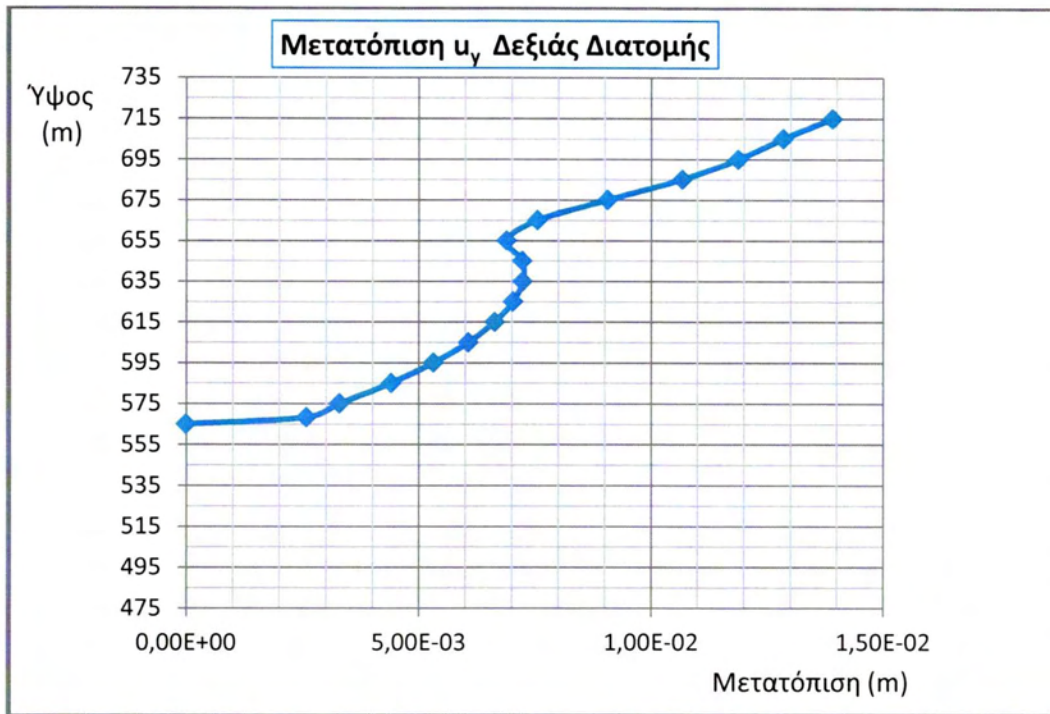
Σχήμα 6.1.7 Μετατόπιση  $u_z$  Αριστερής Διατομής

Στην αριστερή διατομή διαπιστώνεται ότι οι μέγιστες μετακινήσεις στους άξονες  $x$  και  $z$  εμφανίζονται στην κορυφή της διατομής, ενώ στον άξονα  $y$  εμφανίζονται στο μέσον. Η μέγιστη εκ των τριών αυτών μετατοπίσεων είναι η  $u_x$  με τιμή 8,44cm. Στον άξονα  $y$  όπως αναφέρθηκε, η μέγιστη τιμή βρίσκεται στο μέσον της διατομής με τιμή -1,12cm. Αντίστοιχα η μέγιστη τιμή της  $u_z$  είναι -8,1mm δηλαδή με αντίθετη κατεύθυνση από αυτή του άξονα  $z$ .

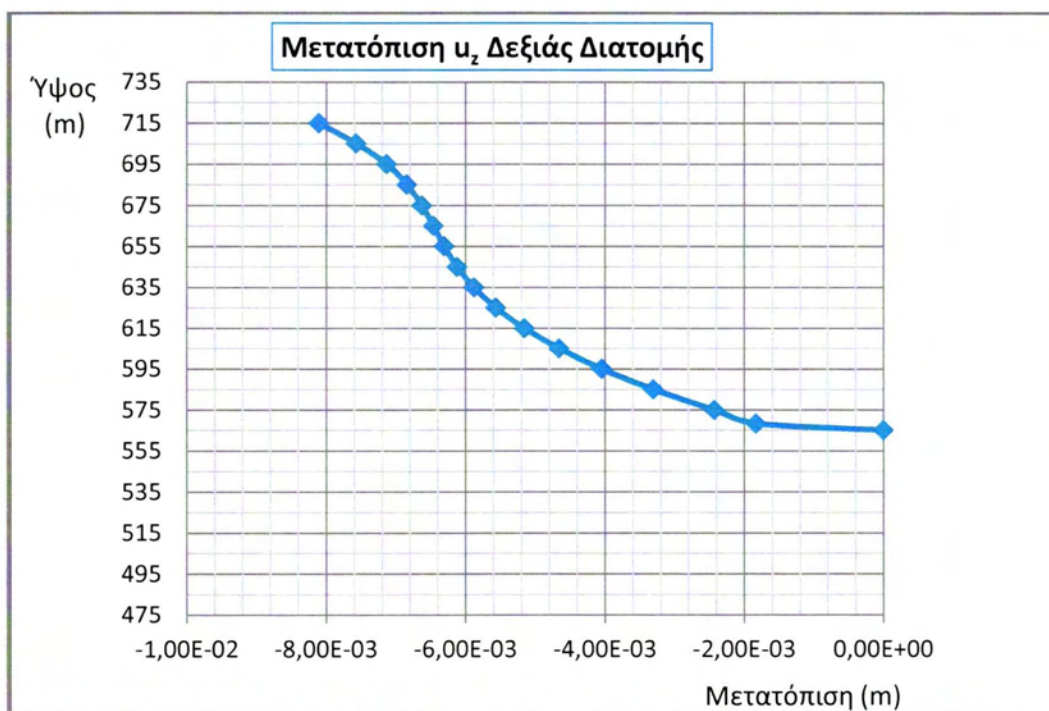
### 6.1.3 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 6.1.8 Μετατόπιση  $u_x$  Δεξιάς Διατομής



Σχήμα 6.1.9 Μετατόπιση  $u_y$  Δεξιάς Διατομής



Σχήμα 6.1.10 Μετατόπιση  $u_z$  Δεξιάς Διατομής

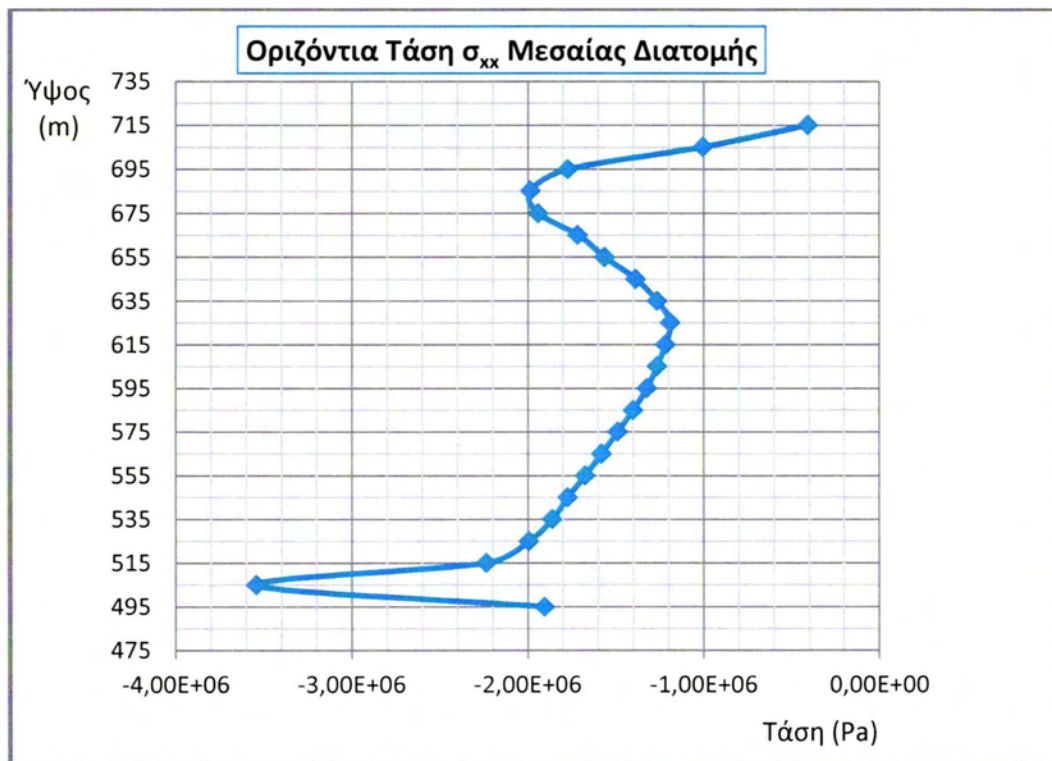
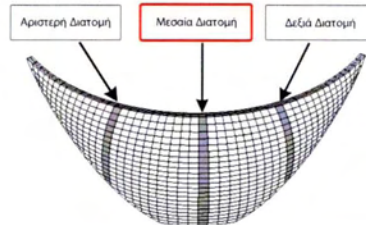
Στη δεξιά διατομή η μέγιστη μετατόπιση συμβαίνει στην κορυφή της διατομής κατά τον άξονα x και έχει τιμή 7,45cm. Κατά τον άξονα z η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στην κορυφή της διατομής με τιμή 8mm, δηλαδή η μετατόπιση αυτή έχει φορά αντίθετη του άξονα.



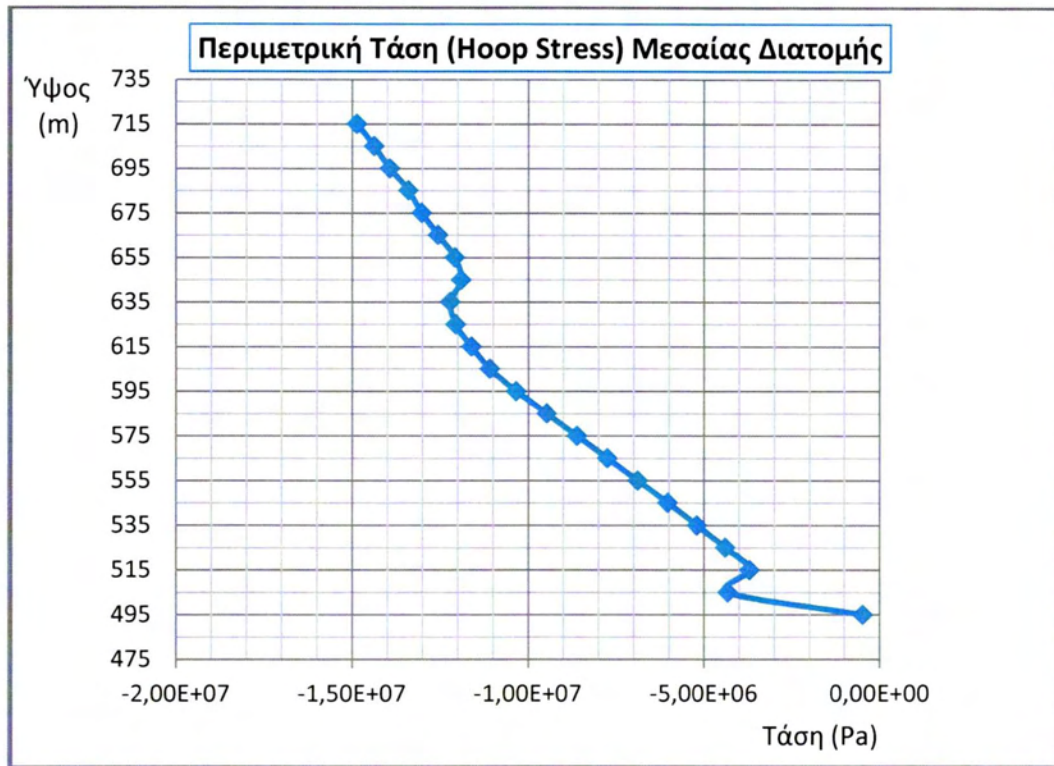
Σύμφωνα με αυτά τα αποτελέσματα διαπιστώνεται ότι η μεγαλύτερη μετατόπιση είναι στην αριστερή διατομή και αναπτύσσεται στην κορυφή του φράγματος σύμφωνα με την κατεύθυνση του άξονα x.

## 6.2 ΟΛΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΑΣΕΩΝ

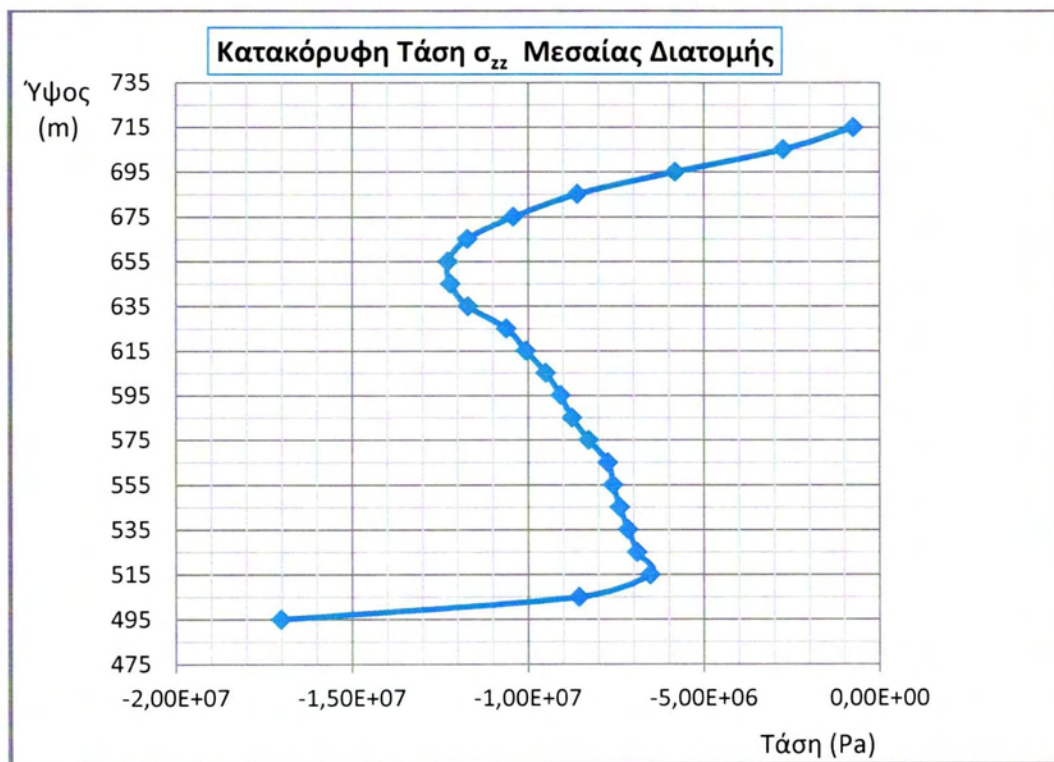
### 6.2.1 ΤΑΣΕΙΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 6.2.1 Οριζόντια Τάση  $\sigma_{xx}$  Μεσαίας Διατομής

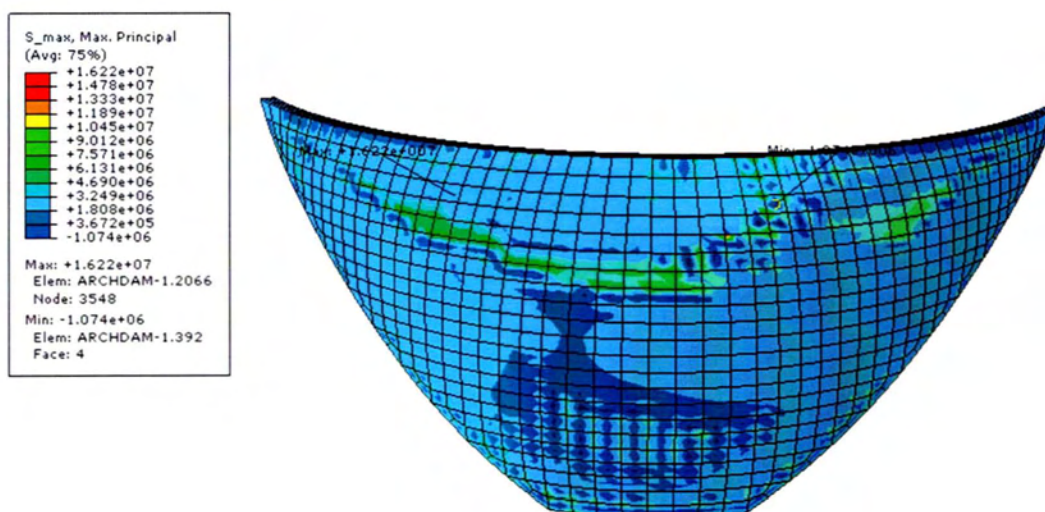


**Σχήμα 6.2.2** Περιμετρική Τάση (Hoop Stress) Μεσαίας Διατομής



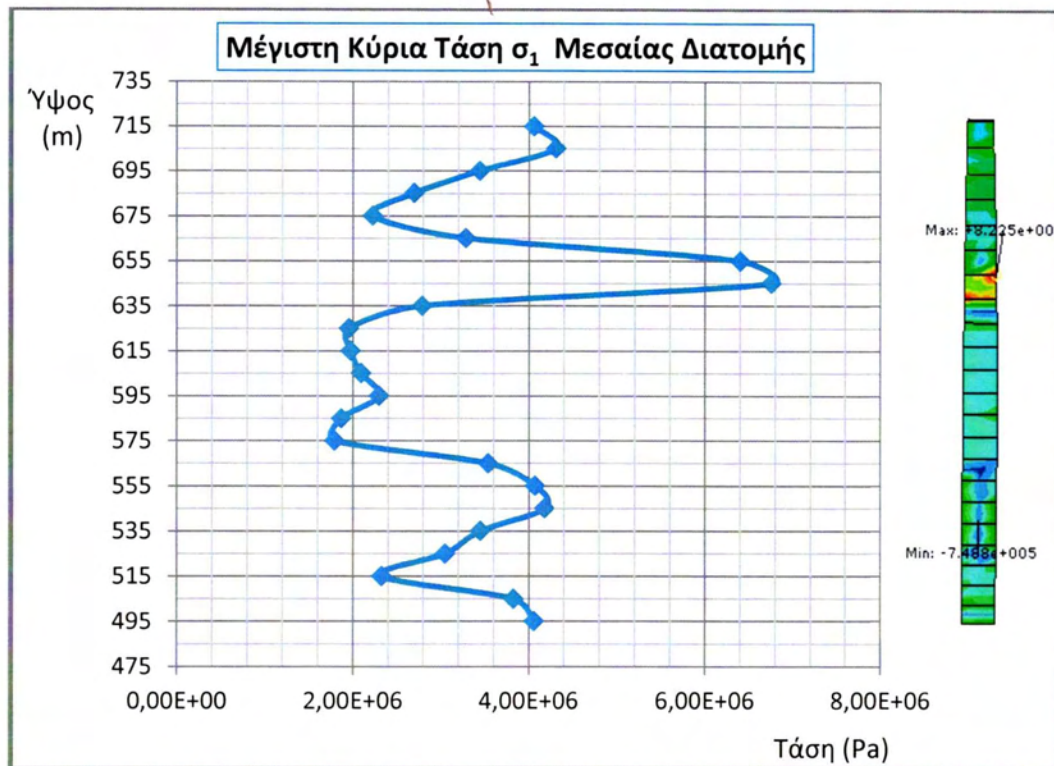
**Σχήμα 6.2.3** Κατακόρυφη Τάση  $\sigma_{zz}$  Μεσαίας Διατομής

Από τα διαγράμματα διαπιστώνεται ότι η μέγιστη ορθή τάση εμφανίζεται στον άξονα  $\gamma$  με τιμή  $-14,9$  MPa, όπου οι τάσεις ακολουθούν την καμπυλότητα της κατασκευής. Η μέγιστη αυτή τάση εμφανίζεται στην κορυφή της διατομής και σε ύψος  $200\text{m}$ . Στις άλλες δύο κατευθύνσεις, κατά τον άξονα  $x$  η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στη βάση της κατασκευής και είναι  $-3,54\text{MPa}$ . Στον άξονα  $z$  οι μέγιστες τάσεις εμφανίζονται στη βάση της κατασκευής με τιμή  $-17,0$  MPa και η αμέσως επόμενη μέγιστη τάση είναι σε ύψος  $160\text{m}$  με τιμή  $-12,3\text{MPa}$ .

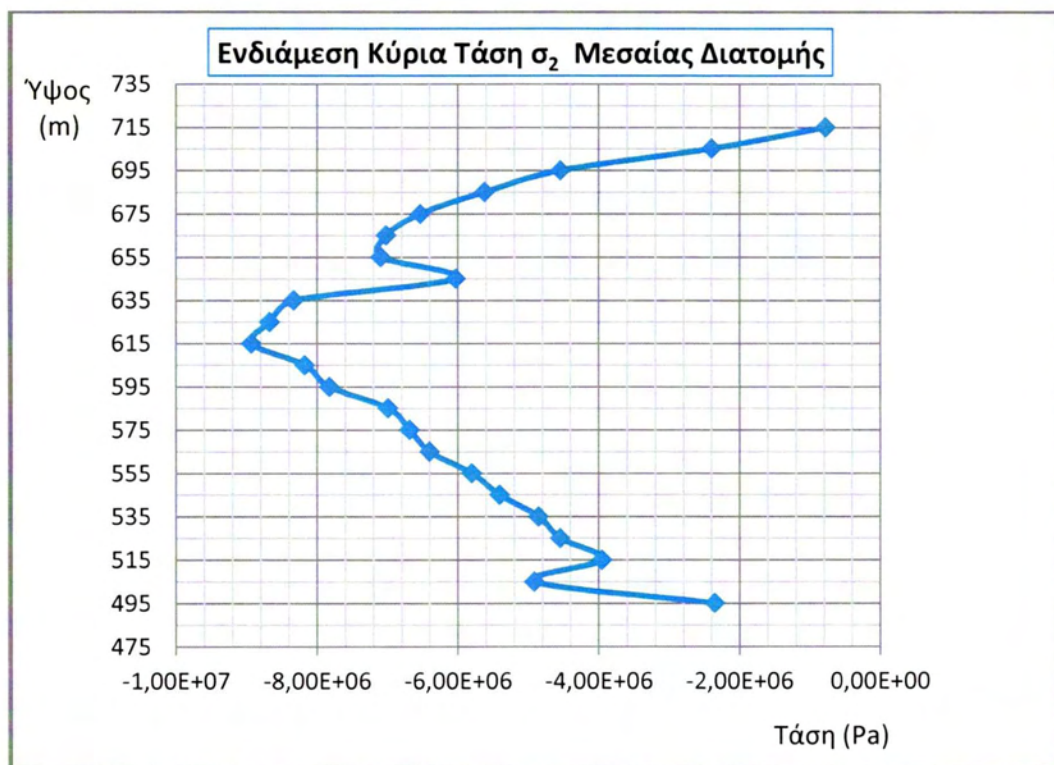


**Σχήμα 6.2.4** Μέγιστες κύριες εφελκυστικές τάσεις σε όλη τη διατομή

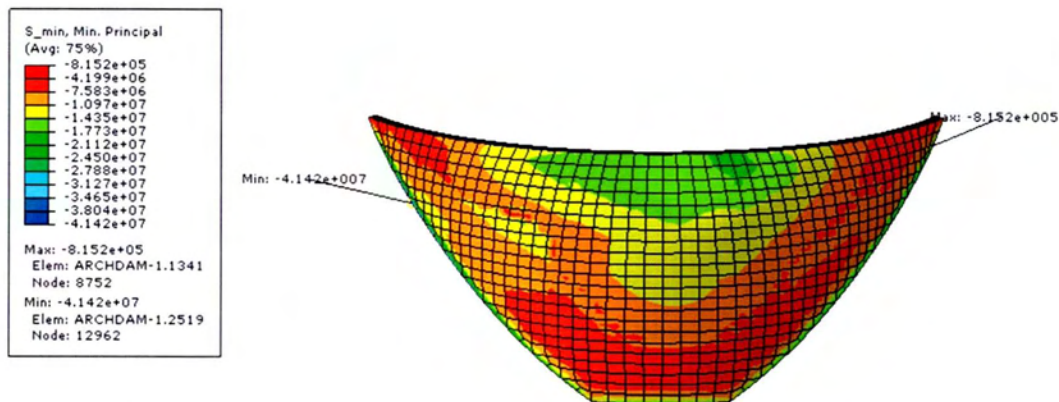




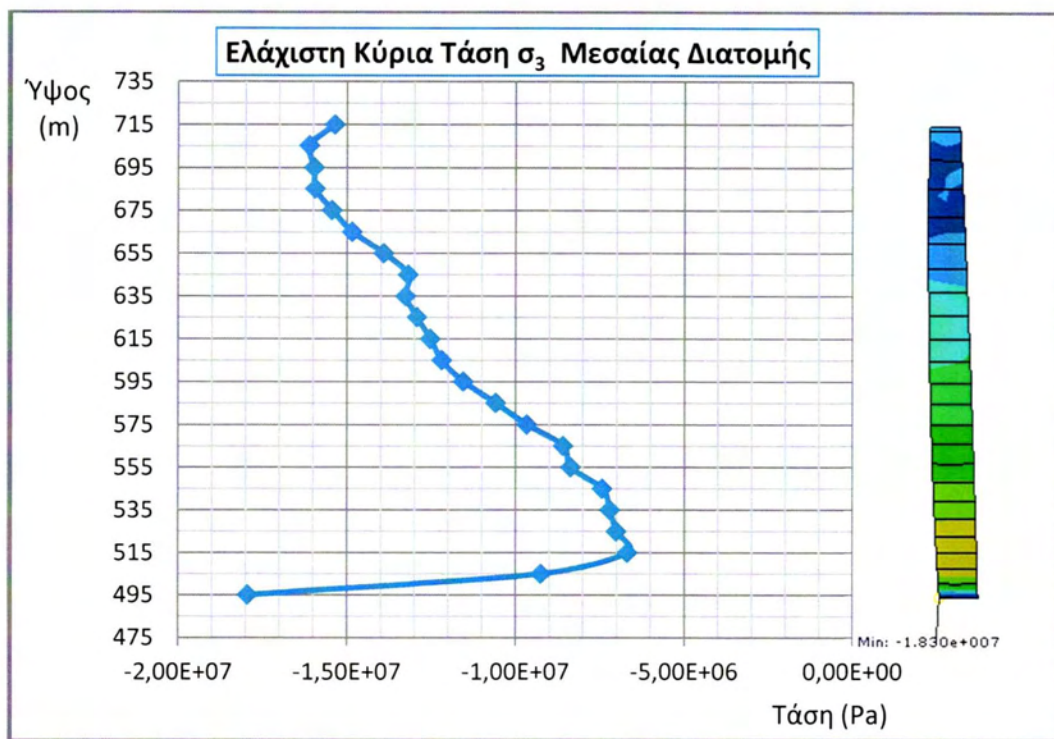
Σχήμα 6.2.5 Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Μεσαίας Διατομής



Σχήμα 6.2.6 Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Μεσαίας Διατομής



Σχήμα 6.2.7 Μέγιστες κύριες θλιπτικές τάσεις σε όλη τη διατομή

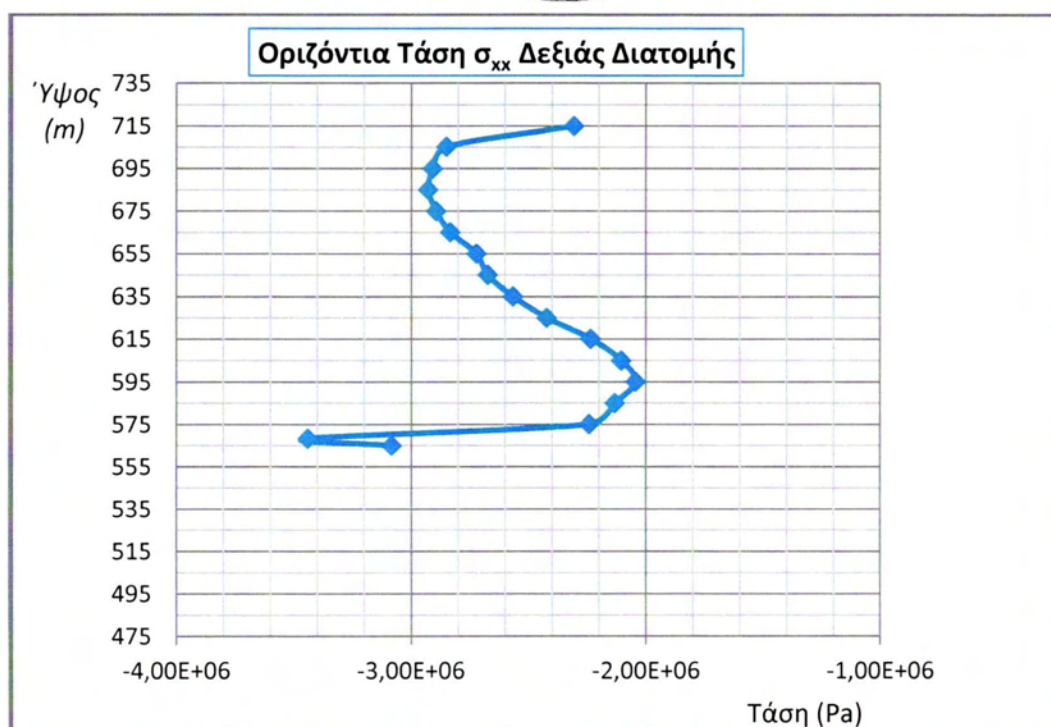
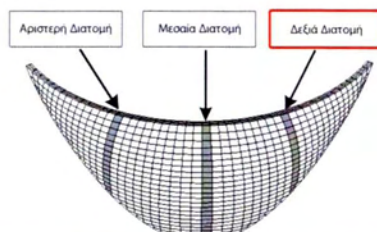


Σχήμα 6.2.8 Ελάχιστη κύρια τάση  $\sigma_3$  μεσαίας διατομής

Με βάση τα διαγράμματα κύριων τάσεων, η μέγιστη κύρια εφελκυστική τάση δρα σε ύψος 150m με τιμή 6,76 MPa. Από την άλλη πλευρά, η μέγιστη κύρια θλιπτική τάση αναπτύσσεται στη κορυφή της διατομής με τιμή -15,3MPa και σε ύψος 210m. Συμπερασματικά προκύπτει ότι ο εφελκυσμός είναι η πιο δυσμενής κατάσταση διότι το σκυρόδεμα C25 που έχει επιλεγεί, δεν αντέχει τις εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται, καθώς το συγκεκριμένο σκυρόδεμα δεν αντέχει πάνω από 2,6MPa. Αντίθετα δεν υπάρχει πρόβλημα στις θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται, καθώς οι τάσεις αυτές δεν ξεπερνούν τα 16MPa,

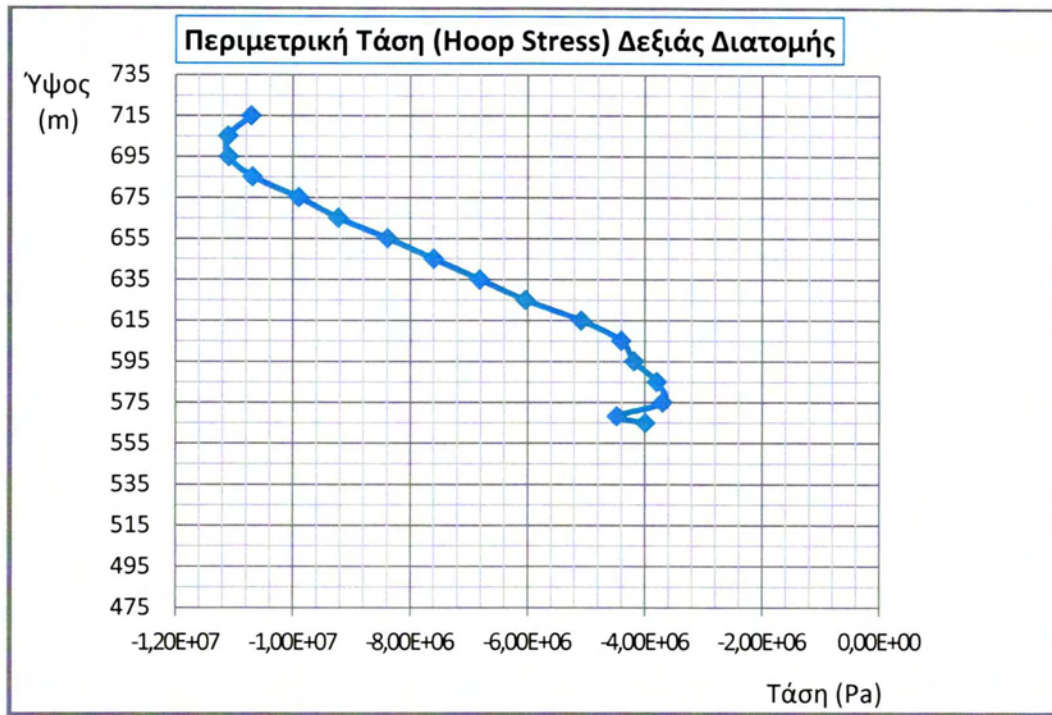
σύμφωνα με τα διαγράμματα που έχουν εξαχθεί για τις τρεις διατομές. Ωστόσο από το Σχήμα 6.2.7 παρατηρείται ότι σε ένα τοπικό σημείο αναπτύσσεται θλιπτική τάση της τάξεως των 41,2 MPa.

## 6.2.2 ΤΑΣΕΙΣ ΔΕΞΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

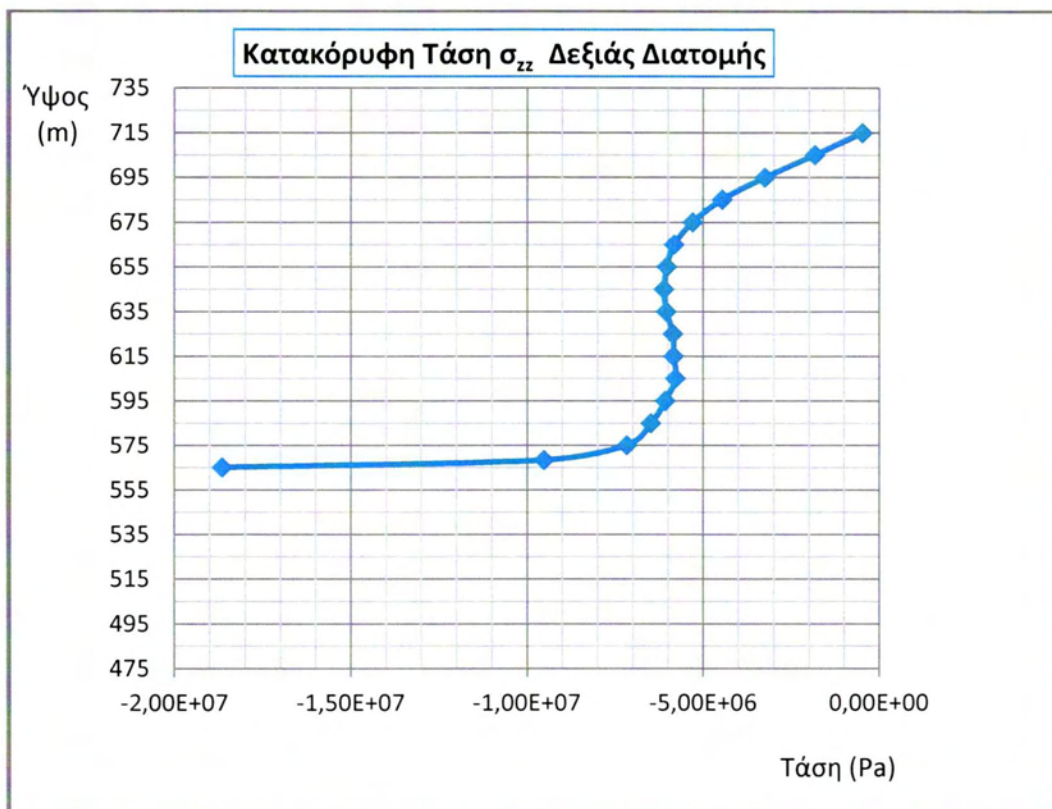


Σχήμα 6.2.9 Οριζόντια Τάση  $\sigma_{xx}$  Δεξιάς Διατομής





**Σχήμα 6.2.10** Περιμετρική Τάση (Hoop Stress) Δεξιάς Διατομής



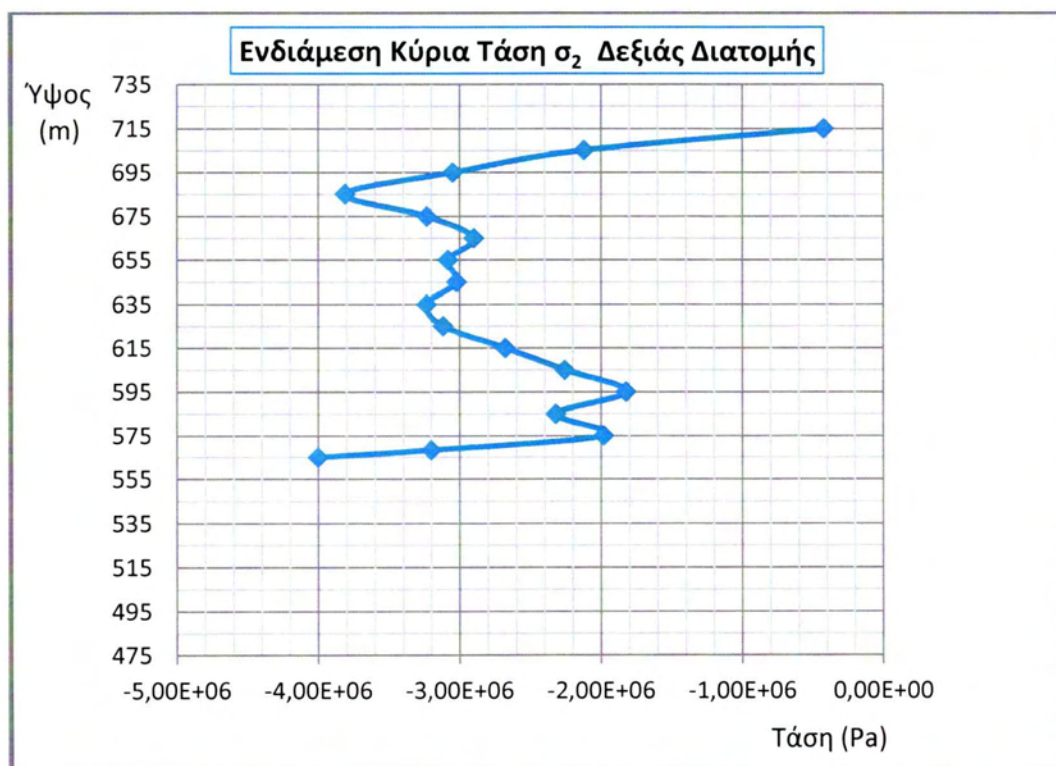
**Σχήμα 6.2.11** Κατακόρυφη Τάση  $\sigma_{zz}$  Δεξιάς Διατομής

Στα συγκεκριμένα διαγράμματα διαπιστώνεται ότι οι τάσεις κατά τον άξονα z έχουν τη μέγιστη τιμή -18,6MPa στη βάση της κατασκευής. Κατά

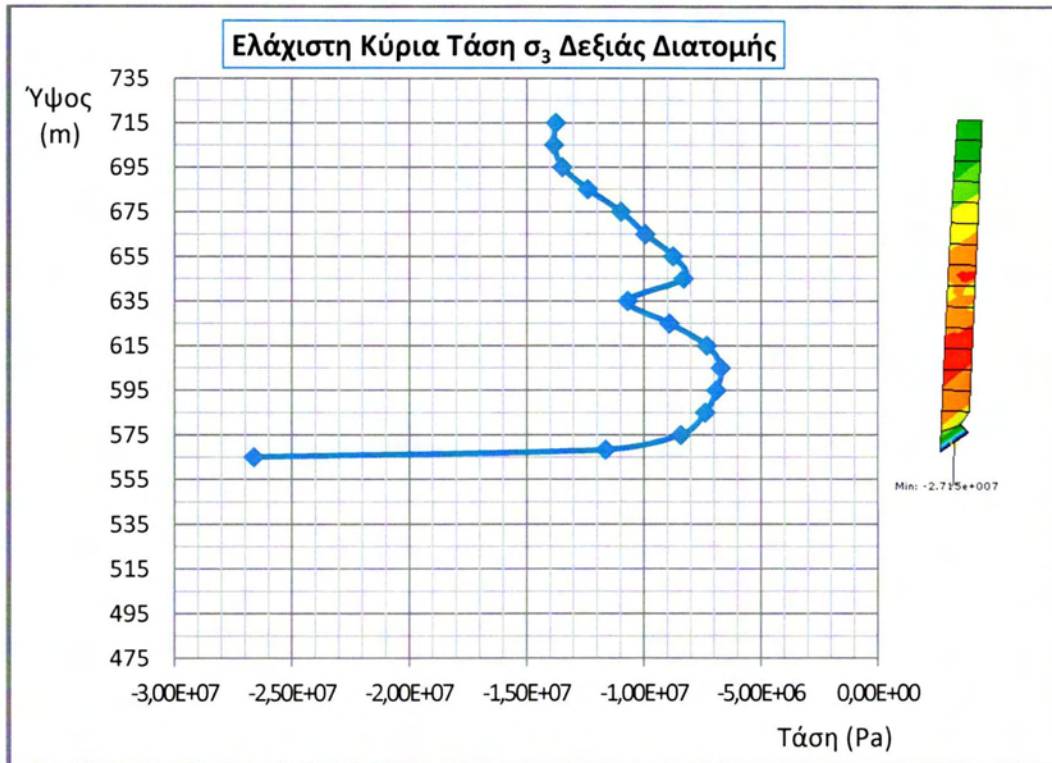
τον άξονα x η μέγιστη ορθή τάση εμφανίζεται στη βάση της κατασκευής με τιμή  $-3,44\text{MPa}$ . Στον άξονα y οι μέγιστες τάσεις εμφανίζονται στη κορυφή της κατασκευής με τιμή  $-11,1\text{MPa}$  και συγκεκριμένα σε ύψος  $210\text{m}$ .



Σχήμα 6.2.12 Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Δεξιάς Διατομής



**Σχήμα 6.2.13** Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Δεξιάς Διατομής

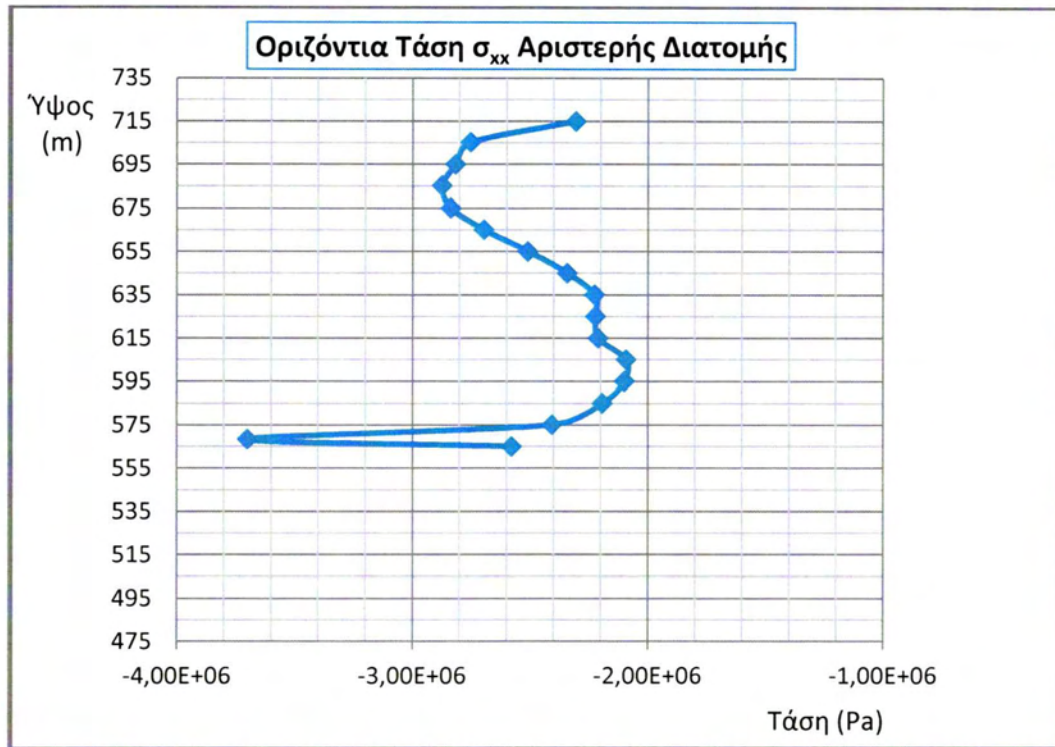
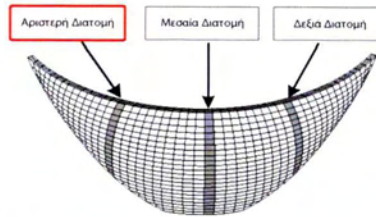


**Σχήμα 6.2.14** Ελάχιστη Κύρια Τάση  $\sigma_3$  Δεξιάς Διατομής

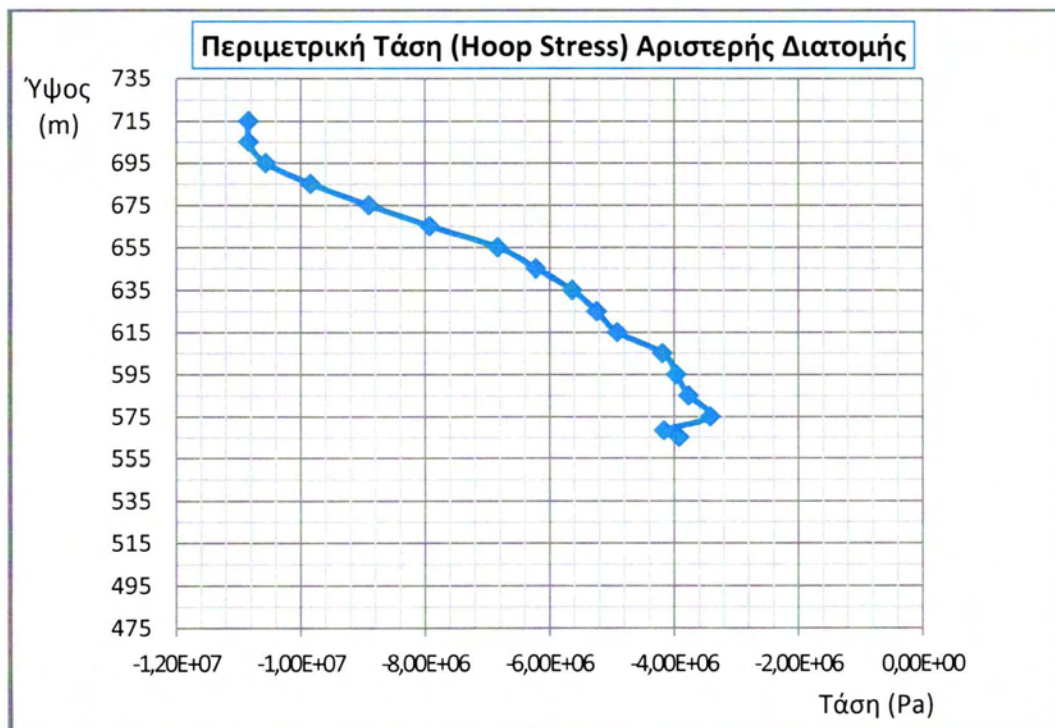
Από τα διαγράμματα των κύριων τάσεων προκύπτει ότι η μέγιστη εφελκυστική τάση βρίσκεται στη βάση του φράγματος με τιμή 6,1 MPa. Οι μέγιστες θλιπτικές κύριες τάσεις βρίσκονται στην κορυφή της κατασκευής με τιμή -26,6MPa.



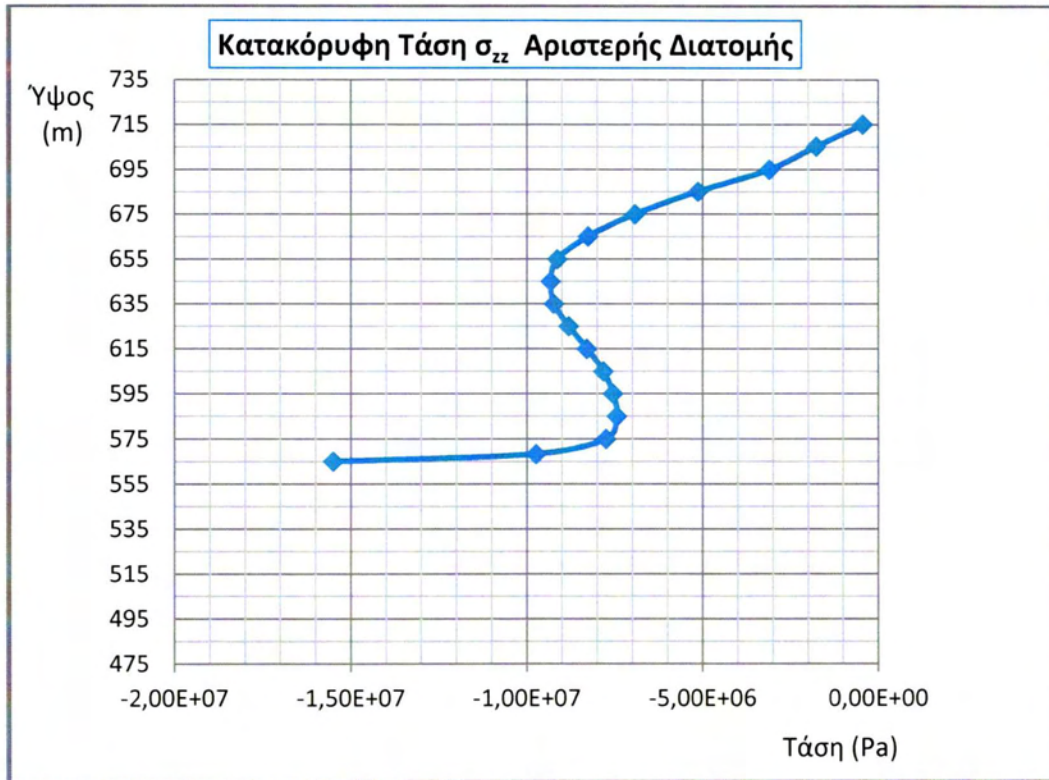
### 6.2.3 ΤΑΣΕΙΣ ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ



Σχήμα 6.2.15 Οριζόντια Τάση  $\sigma_{xx}$  Αριστερής Διατομής

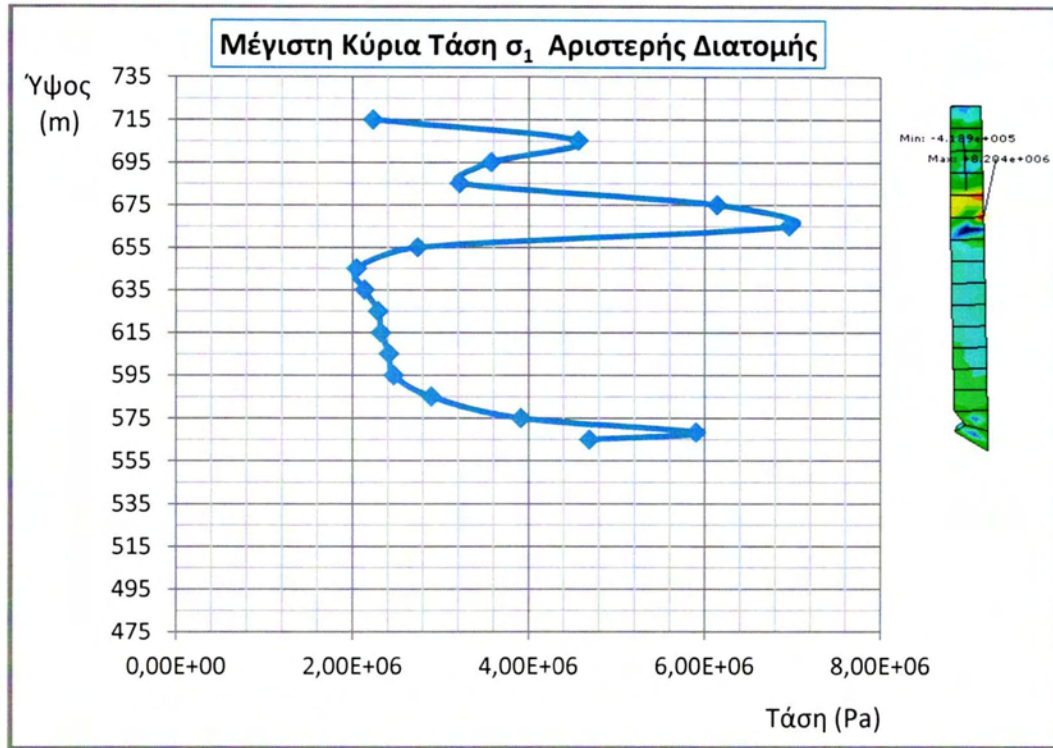


**Σχήμα 6.2.16** Περιμετρική Τάση (Hoop Stress) Αριστερής Διατομής

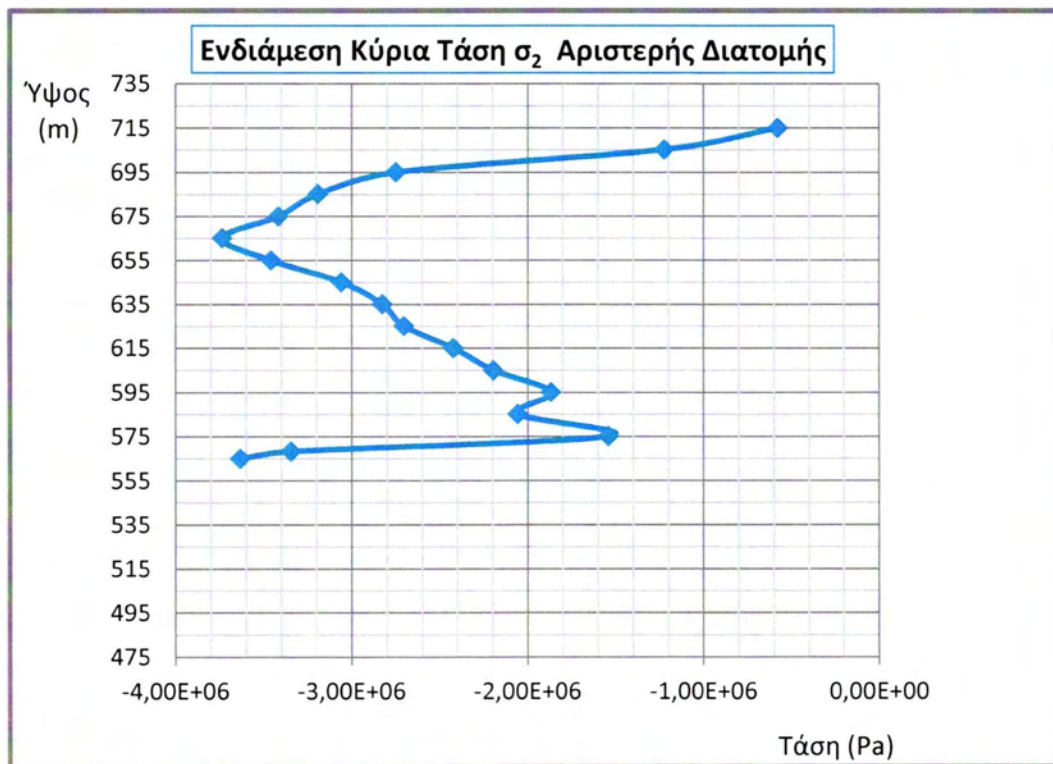


**Σχήμα 6.2.17** Κατακόρυφη Τάση  $\sigma_{zz}$  Αριστερής Διατομής

Οι ορθές τάσεις στην αριστερή διατομή του φράγματος είναι σχεδόν όμοιες με αυτές της δεξιάς. Πιο συγκεκριμένα οι περιμετρικές τάσεις εμφανίζουν τη μέγιστη τιμή  $-10,8$  MPa στην κορυφή της διατομής. Η δυσμενέστερη κατάσταση είναι αυτή στη βάση της κατασκευής στην κατεύθυνση z με τιμή  $-15,5$ MPa θλιπτικές τάσεις.

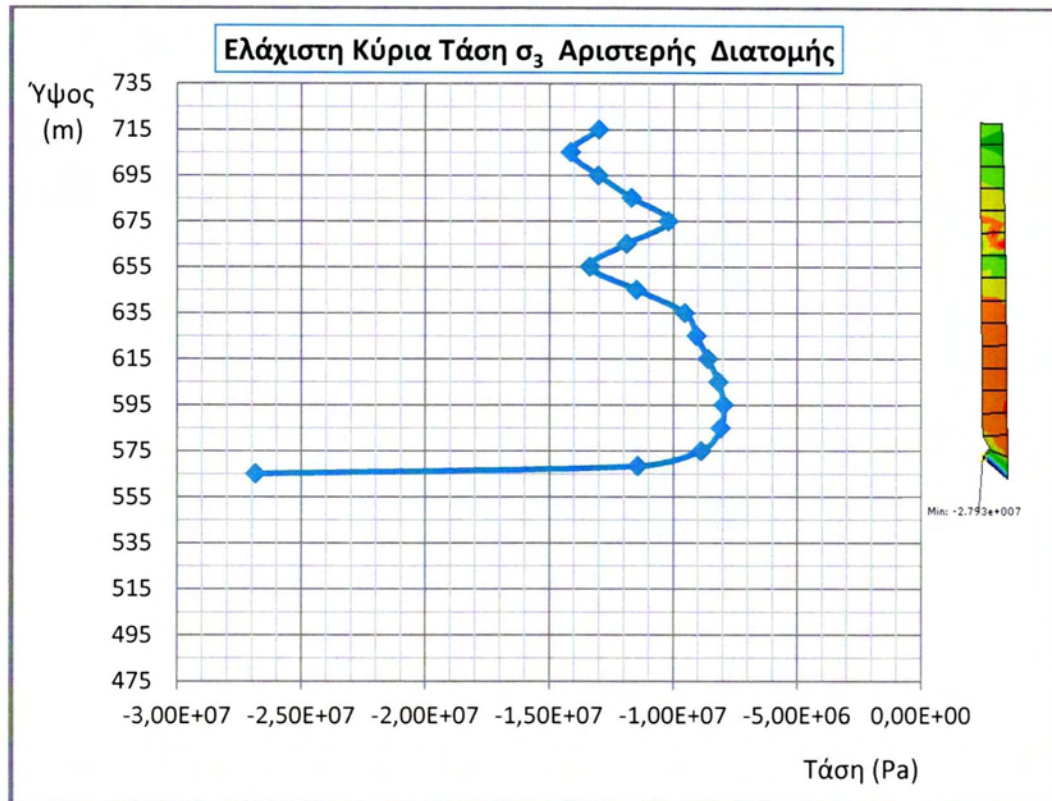


Σχήμα 6.2.18 Μέγιστη Κύρια Τάση  $\sigma_1$  Αριστερής Διατομής



Σχήμα 6.2.19 Ενδιάμεση Κύρια Τάση  $\sigma_2$  Αριστερής Διατομής





**Σχήμα 6.2.20** Ελάχιστη Κύρια Τάση  $\sigma_3$  Αριστερής Διατομής

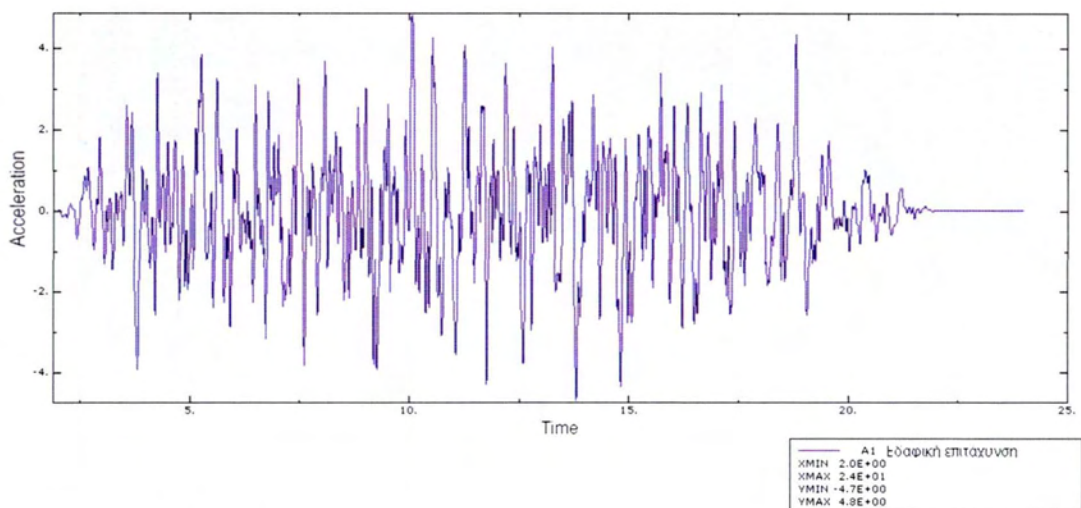
Η αριστερή διατομή βρίσκεται σε κρίσιμη κατάσταση, καθώς η μέγιστη κύρια εφελκυστική τάση σε ύψος 170m είναι 6,96 MPa και ξεπερνά την μέγιστη εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Από την άλλη πλευρά οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις που έχουν αναπτυχθεί στη βάση της κατασκευής, έχουν τιμή -11,4 MPa και επομένως η διατομή δεν έχει πρόβλημα αστοχίας σε θλίψη.

Συγκεντρώνοντας όλα τα δεδομένα προκύπτει ότι η δυσμενέστερη κατάσταση για το φράγμα αναπτύσσεται στην αριστερή διατομή με μέγιστη εφελκυστική τάση 6,96 MPa. Ωστόσο σημαντικές είναι και οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στις άλλες δύο διατομές, διότι και σε αυτές είναι σχετικά μεγάλο το φαινόμενο του εφελκυσμού με τιμές 6,1MPa και 6,76MPa για την δεξιά και την αριστερή διατομή αντίστοιχα. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι δεν εμφανίζεται κάπου ο κίνδυνος αστοχίας σε θλίψη στις τρεις διατομές, αφού σε όλες τις περιπτώσεις οι θλιπτικές τάσεις δεν ξεπερνούν τα 18 MPa. Στο σχήμα 6.2.7 φαίνεται ένα ακριανό σημείο του φράγματος στο οποίο αναπτύσσεται αρκετά μεγάλη κύρια θλιπτική τάση με τιμή 41,42MPa. Επομένως στο σημείο αυτό το φράγμα αντιμετωπίζει και πρόβλημα λόγω θλίψης, εφόσον το σκυρόδεμα αντέχει σε θλίψη μέχρι 25MPa.

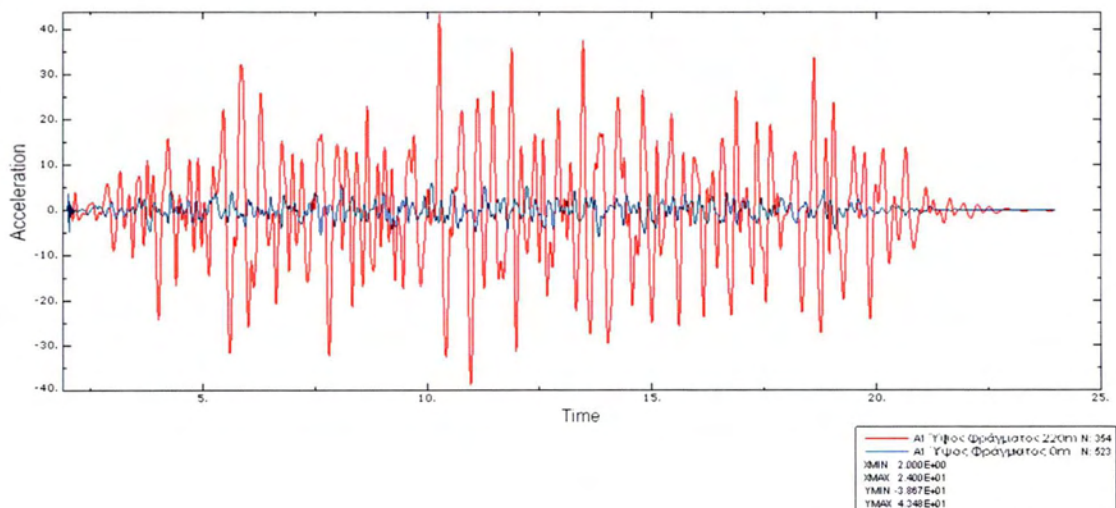
### 6.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ

Για δεδομένη εδαφική επιτάχυνση η απόκριση εξαρτάται μόνο από την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης του συστήματος και το λόγο απόσβεσής του. Η συγκεκριμένη κατασκευή έχει απόσβεση  $\zeta=10\%$ , ενώ η ιδιοπερίοδος δίνεται από το σχήμα 4.2.1.

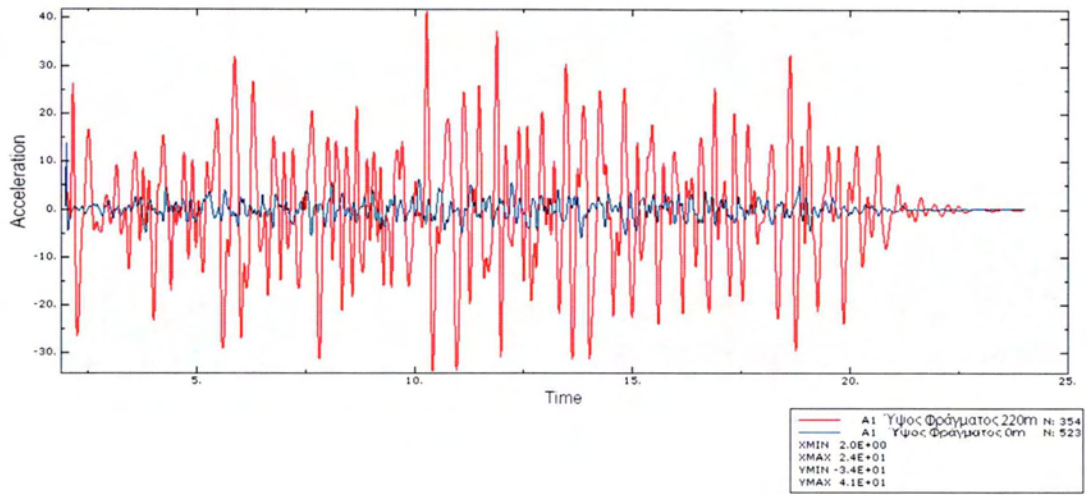
Τα σχήματα 6.3.2 έως 6.3.4 παρουσιάζουν την απόκριση επιτάχυνσης κατά τον άξονα x για ελαστικό σκυρόδεμα, για σκυρόδεμα θλιπτικής αντοχής 25MPa και για σκυρόδεμα θλιπτικής αντοχής 37MPa. Όπως αναφέρθηκε η απόκριση εξαρτάται μόνο από την ιδιοπερίοδο και την απόσβεση, επομένως και στις τρεις περιπτώσεις αναμένεται ίδια ή περίπου ίδια απόκριση.



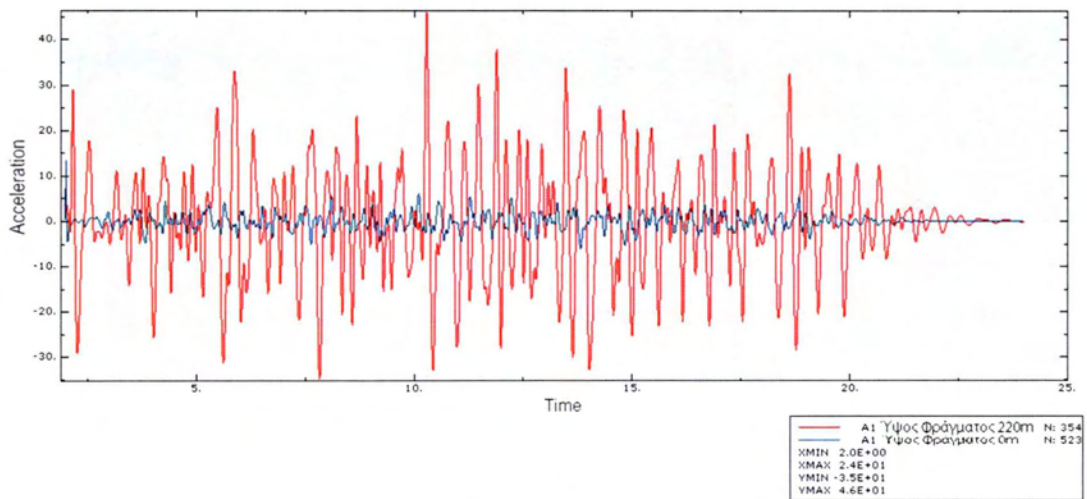
Σχήμα 6.3.1 Εδαφική επιτάχυνση



Σχήμα 6.3.2 Απόκριση επιταχύνσεως στη βάση και στη κορυφή του φράγματος για ελαστικό σκυρόδεμα



**Σχήμα 6.3.3** Απόκριση επιταχύνσεως στη βάση και στη κορυφή του φράγματος για C25

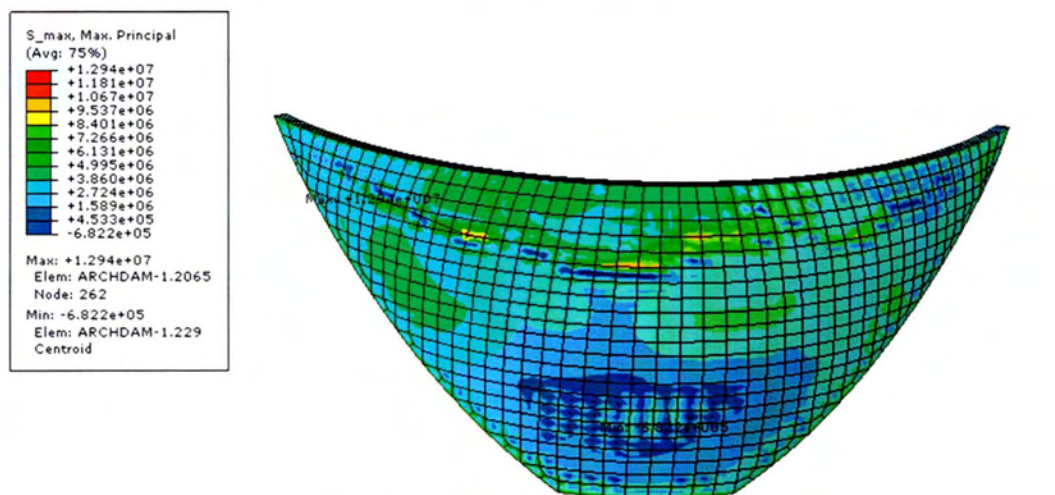


**Σχήμα 6.3.4** Απόκριση επιταχύνσεως στη βάση και στη κορυφή του φράγματος για C37

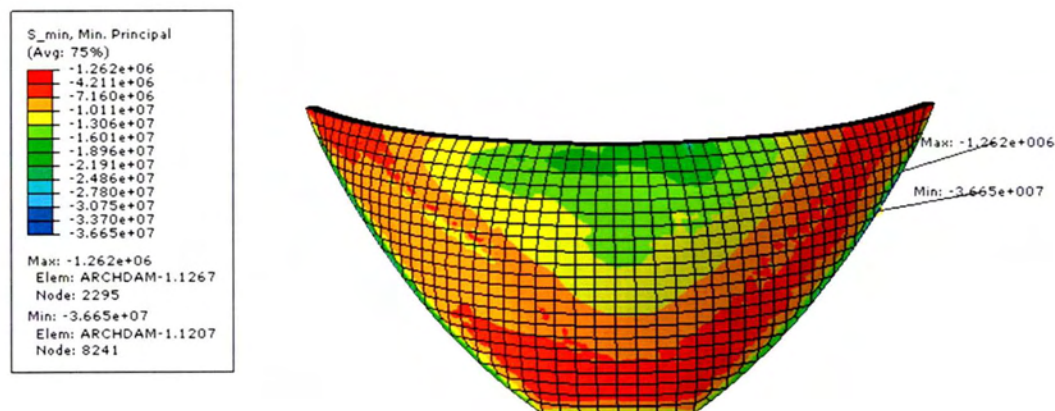


## 6.4 ΓΡΑΦΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΓΙΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ C37

Στα σχήματα 6.4.1 και 6.4.2 απεικονίζονται οι κύριες εφελκυστικές και οι κύριες θλιπτικές τάσεις για σκυρόδεμα C37. Τα σχήματα τοποθετήθηκαν με σκοπό να γίνει όσο το δυνατόν καλύτερη σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των κατηγοριών σκυροδέματος C25 και C37. Η σύγκριση αυτή γίνεται στο κεφάλαιο 6.5.



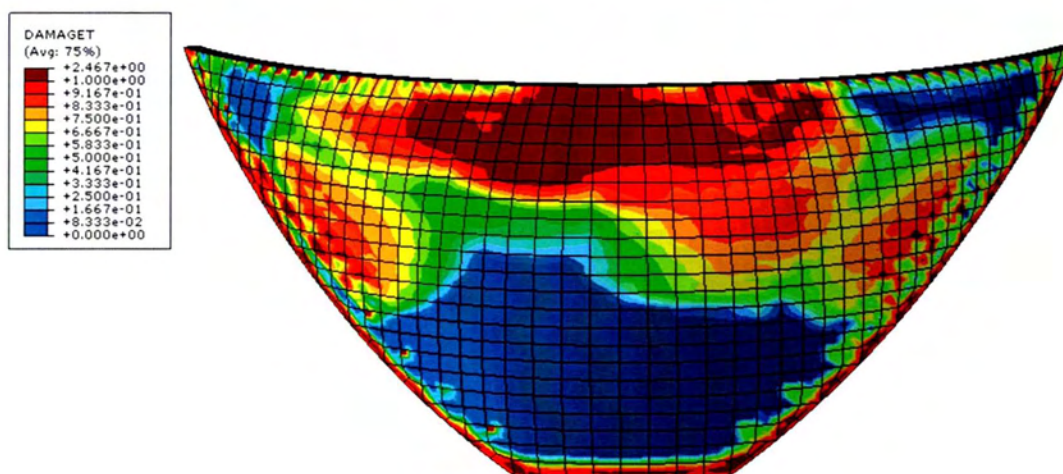
Σχήμα 6.4.1 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για C37



Σχήμα 6.4.2 Κύριες θλιπτικές τάσεις για C37

## 6.5 ΓΡΑΦΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΓΙΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ C25 ΚΑΙ C37

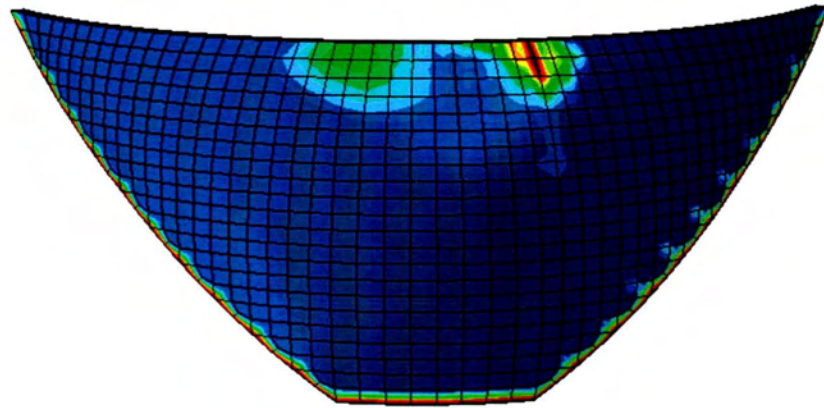
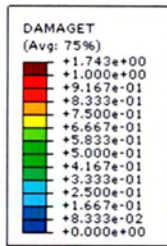
Οι παρακάτω εικόνες απεικονίζουν τις βλάβες που έχουν δημιουργηθεί στη κατασκευή για τις δύο κατηγορίες σκυροδέματος C25 και C37. Ουσιαστικά απεικονίζει το συντελεστή βλάβης της κατασκευής ο οποίος είναι μεταξύ του 0 και 1. Επομένως, το κάθε χρώμα αντιστοιχεί στο βαθμό βλάβης του κάθε σημείου και έτσι έχουμε με μπλέ χρώμα τα σημεία όπου υπάρχει μηδενική βλάβη και ο συντελεστής βλάβης είναι μηδέν, ενώ με κόκκινο χρώμα έχουμε τα σημεία όπου έχουν δημιουργηθεί βλάβες και ο συντελεστής βλάβης είναι 1.



**Σχήμα 6.5.1** Γραφική απεικόνιση συντελεστή βλάβης σκυροδέματος C25

Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 6.5.1** η κατασκευή με σκυρόδεμα κατηγορίας C25 αστοχεί σε αρκετά σημεία με αποτέλεσμα να καθιστά αυτή την επιλογή σκυροδέματος αδύνατη για το σχεδιασμό της κατασκευής. Συγκεκριμένα διαπιστώνεται εύκολα ότι το φράγμα αστοχεί κυρίως στην κορυφή, όπου οι κύριες εφελκυστικές τάσεις παίρνουν τις μεγαλύτερες τιμές και κυμαίνονται μεταξύ 4MPa-5,6MPa. Αντίθετα στα χαμηλότερα σημεία της κατασκευής δεν υπάρχει δημιουργία αστοχιών, αν εξαιρεθεί φυσικά η βάση της κατασκευής όπου υπάρχει συγκέντρωση τάσεων και η προσομοίωση δεν ανταποκρίνεται πλήρως στην πραγματικότητα. Ωστόσο υπάρχει μεγάλη πιθανότητα στο σημείο αυτό να δημιουργηθούν τοπικά ρηγματώσεις.





**Σχήμα 6.5.2** Γραφική απεικόνιση συντελεστή βλάβης σκυροδέματος C37

Το σκυρόδεμα C37 συμπεριφέρεται πολύ καλύτερα σε σχέση με το C25 και αυτό διακρίνεται από το παραπάνω σχήμα όπου υπάρχουν μόνο τοπικές αστοχίες στο φράγμα. Πιο συγκεκριμένα η κατασκευή δεν παρουσιάζει σημαντικές βλάβες στην επιφάνεια που έρχεται σε επαφή με το νερό, εκτός από τη δημιουργία ρηγμάτωσης σε ένα σημείο στην κορυφή του φράγματος η οποία έχει μήκος περίπου 20m. Επίσης ρηγμάτωση εμφανίζεται σε όλο το μήκος της βάσης του φράγματος. Επομένως και αυτή η επιλογή θα μπορούσε να απορρηφθεί λόγω της επικινδυνότητας που μπορεί να παρουσιαστεί στα δύο αυτά σημεία.

Επομένως η επιλογή σκυροδέματος για το σχεδιασμό της κατασκευής θα μπορούσε να είναι η κατηγορία C40. Μία επιπλέον λύση θα ήταν η αλλαγή των διαστάσεων της κατασκευής, χωρίς όμως να αυξηθεί το βάρος της και η λύση αυτή να χαρακτηριστεί αντιοικονομική. Τέλος θα μπορούσε να τοποθετηθεί σκυρόδεμα ενισχυμένο με μεταλλικές μικροίνες ώστε να αυξηθεί η εφελκυστική αντοχή και συνεπώς να ικονοποιείται η επιλογή σκυροδέματος C37.



## 6.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σύμφωνα με τα διαγράμματα των μετατοπίσεων που παρουσιάστηκαν στα κεφάλαια 5 και 6 προκύπτει ότι η μέγιστη σχετική μετατόπιση κατά τον άξονα x στην κατασκευή εμφανίζεται στην περίπτωση του ελαστικού σκυροδέματος και συγκεκριμένα στη μεσαία διατομή του φράγματος. Η κατάσταση αυτή απεικονίζεται στο σχήμα 5.1.2. Ως προς τον άξονα y η δυσμενέστερη κατάσταση για τις μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις εμφανίζεται στην περίπτωση του ελαστοπλαστικού σκυροδέματος και πιο συγκεκριμένα στη δεξιά διατομή, όπου παρουσιάζεται στο σχήμα 6.1.9. Ως προς τον άξονα z η μέγιστη σχετική μετατόπιση εμφανίζεται στη μεσαία διατομή του σκυροδέματος C25 και με φορά αντίθετη από αυτή του άξονα, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο διότι σε αυτή την κατεύθυνση ασκούνται τα φορτία από το ίδιο βάρος του φράγματος.

Με βάση τα διαγράμματα των τάσεων προκύπτει το συμπέρασμα ότι ο σεισμός που επιλέχθηκε είναι αρκετά δυνατός έτσι ώστε να προκαλέσει εκτεταμένες βλάβες στο σκυρόδεμα C25 και τοπικές βλάβες στο σκυρόδεμα C37. Από τα διαγράμματα των κύριων τάσεων μπορεί εύκολα να διαπιστωθεί ότι σε αρκετές περιπτώσεις οι εφελκυστικές τάσεις είναι αρκετά μεγάλες ακόμη και για σκυροδέματα υψηλής εφελκυστικής αντοχής. Το μεγαλύτερο πρόβλημα στην κατασκευή εμφανίζεται στη βάση της, όπου αντιμετωπίζει προβλήματα τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη. Το κυρίαρχο πρόβλημα είναι το φαινόμενο του εφελκυσμού, όπου σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις οι εφελκυστικές τάσεις ξεπερνούν την αντοχή του σκυροδέματος C25 και C37.

Η κατασκευή δέχεται επίσης υψηλές εφελκυστικές τάσεις στην κορυφή όπου παρουσιάζεται και το μεγαλύτερο πρόβλημα στο σκυρόδεμα C25. Εκεί υπάρχει η ανάπτυξη εκτεταμένων ζημιών κάτι που καθιστά την επιλογή του αδύνατη για το συγκεκριμένο έργο. Αντίθετα το C37 παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά στη κορυφή με την εμφάνιση μόνο μίας τοπικής ρωγμής. Επιπλέον όσο αναφορά τις θλιπτικές τάσεις το πρώτο σκυρόδεμα που επιλέχθηκε (C25) απορρίπτεται, διότι σχεδόν σε όλα τα σημεία της βάσης του φράγματος έστω και οριακά οι θλιπτικές τάσεις είναι μεγαλύτερες από την αντοχή του σε θλίψη.

Αντίθετα το C37 δεν έχει κάποιο πρόβλημα στη θλίψη διότι η μέγιστη τιμή που εμφανίζεται στο διάγραμμα κύριων θλιπτικών τάσεων είναι μικρότερη από την αντοχή του και αυτό φαίνεται στο σχήμα 6.4.2.

Επομένως μπορεί να προκύψει το συμπέρασμα ότι το δυσμενέστερο σημείο για το φράγμα είναι η βάση του καθότι υπάρχει η εμφάνιση συγκεντωμένων τάσεων. Ως εκ τούτου είναι το σημείο που χρήζει μεγαλύτερης προσοχής και θα ήταν ορθό να επιλεγθεί για τον σχεδιασμό ένα σκυρόδεμα με μεγαλύτερη εφελκυστική αντοχή.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΙ ΚΩΔΙΚΕΣ ΣΤΟ ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΑ

### 1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ZANGAR

```
elnodes=Import["el-nd-allel.dat", "CSV"];(*element with nodes*)
allel=Dimensions[elnodes];
allnmel=allel[[1]]*allel[[2]];
nd1coord=Import["coordinates.dat", "CSV"];(*all nodes*)
allnd=Dimensions[nd1coord];
allnd1=allnd[[1]];(*number off all nodes*)
nodd=Import["nodes.dat", "CSV"];(*nodes off water*)
ar1nd=Dimensions[nodd];
all1=(ar1nd[[1]]*ar1nd[[2]]);
ndd1=Table[0,{i,1,all1}];
v1=0;
Do[Do[v1=v1+1;ndd1[[v1]]=nodd[[i,j]],{j,1,ar1nd[[2]]},{i,1,ar1nd[[1]]}];
Dimensions[ndd1];
nodesarch=Complement[ndd1, {0}];
Dimensions[nodesarch];
TableForm[nodesarch];
arclhnd=Dimensions[nodesarch]; (*number off water nodes*)
allndarch=arclhnd[[1]]*1; (*sum nuber of water nodes*)
ndwt=Table[0,{i,1,allndarch},{j,1,4}];
TableForm[ndwt];
k=0;
ndwt=Table[0,{i,1,allndarch},{j,1,4}];
Do[Do[If[j==1,ndwt[[i,j]]=nodesarch[[i]],{j,1,4}},{i,1,allndarch}]

TableForm[ndwt];(*ndwt nodes off water with zero coord*)(*stonpinaka nodes
exoume valei stisteleytaies theseis tin timi 1 prokeimenounadoulepsei o
kwdikas*)

(*create list with node-coord*)

Do[rouf=0;j=0;
While[rouf==0,j=j+1;If[ndwt[[i,1]]==nd1coord[[j,1]],rouf=1;Do[ndwt[[i,k]]=nd
1coord[[j,k]],{k,2,4}]],{i,1,allndarch}]

TableForm[ndwt];(*nodes with coordinates*)
Dimensions[ndwt]
{737,4}
(*list element with coord of nodes*)
elcoord=Table[0,{i,1,allel[[1]]},{j,1,13}];
Do[elcoord[[i,1]]=elnodes[[i,1]];
Do[rouf=0;k=0;While[rouf==0,k=k+1;
If[elnodes[[i,j]]== ndwt[[k,1]],rouf=1;
Do[
If[j==2,elcoord[[i,1]]=ndwt[[k,1]]; If[j==3,elcoord[[i,1+3]]=ndwt[[k,1]]]
If[j==4,elcoord[[i,1+6]]=ndwt[[k,1]]]
;If[j==5,elcoord[[i,1+9]]=ndwt[[k,1]]];,{1,2,4}]],{j,2,5},{i,1,allel[[1]]}
]
TableForm[elcoord];(* ouput matrix with element and coord of nodes*)(* also
we have matrix with elment-coordinates*)
elar=Table[0,{i,1,allel[[1]]},{j,1,5}];
(*ftiaxnoumeenamboithitikopinakapoutopothetoume tis syntetagenestoukathe
element*)
crhp=Table[0,{i,1,4},{j,1,3}];
el2=-1000;
me2=-1000;
Cm=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
xx=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
yy=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
x=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
y=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
k1=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
k2=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
k3=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
```



```

k4=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
Hmin=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
AREA1=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
Hmax=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
b=1;
Do[b=1;roufx=0;roufn=0;
Do[Do[b=b+1;crhp[[n,m]]=elcoord[[i,b]},{m,1,3}},{n,1,4}];(el2=Min[{crhp[[1,3]
]},crhp[[2,3]],crhp[[3,3]],crhp[[4,3]]]);
me2=Max[{crhp[[1,3]],crhp[[2,3]],crhp[[3,3]],crhp[[4,3]]}];Hmin[[i]]=el2;H
max[[i]]=me2;
Do[If[Abs[Hmax[[i]]-crhp[[k,3]]]<0.3,roufx=roufx+1;
If[roufx==1,k1[[i]]=k;];If[roufx==2,k2[[i]]=k;];
If[roufx==1,x[[i]]=crhp[[k1[[i]],1]];y[[i]]=crhp[[k1[[i]],2]];
Hmax[[i]]=crhp[[k1[[i]],3]]];
If[roufx==2,x[[i]]=(crhp[[k1[[i]],1]]+crhp[[k2[[i]],1]])/2;
y[[i]]=(crhp[[k1[[i]],2]]+crhp[[k2[[i]],2]])/2;
Hmax[[i]]=(crhp[[k1[[i]],3]]+crhp[[k2[[i]],3]])/2];
If[Abs[Hmin[[i]]-crhp[[k,3]]]<0.3,roufn=roufn+1;
If[roufn==1,k3[[i]]=k;];
If[roufn==2,k4[[i]]=k;];If[roufn==1,xx[[i]]=crhp[[k3[[i]],1]];
yy[[i]]=crhp[[k3[[i]],2]];Hmin[[i]]=crhp[[k3[[i]],3]]];
If[roufn==2,xx[[i]]=(crhp[[k3[[i]],1]]+crhp[[k4[[i]],1]])/2;
yy[[i]]=(crhp[[k3[[i]],2]]+crhp[[k4[[i]],2]])/2;
Hmin[[i]]=(crhp[[k3[[i]],3]]+crhp[[k4[[i]],3]])/2}],{k,1,4}
TableForm[crhp];
dz=Abs[Hmax[[i]]-Hmin[[i]]];
dr=Sqrt[(x[[i]]-xx[[i]])^2+(y[[i]]-yy[[i]])^2+(Hmax[[i]]-
Hmin[[i]])^2];
COSTHETA=(dz/dr);
fa=ArcTan[COSTHETA];
Cm[[i]]=0.7392-(0.138611*fa)-3.03703*(fa^2.0)+15.8806*(fa^3.0)-
47.2925*(fa^4.0)+84.4172*(fa^5.0)-91.4711*(fa^6.0)+58.7846*(fa^7.0)-
20.5808*(fa^8.0)+3.02019*(fa^9.0);
X1=(-
crhp[[1,2]]*crhp[[2,1]]+crhp[[1,1]]*crhp[[2,2]]+crhp[[1,2]]*crhp[[3,1]]-
crhp[[2,2]]*crhp[[3,1]]-
crhp[[1,1]]*crhp[[3,2]]+crhp[[2,1]]*crhp[[3,2]]^2+(crhp[[1,3]]*crhp[[2,1]]-
crhp[[1,1]]*crhp[[2,3]]-
crhp[[1,3]]*crhp[[3,1]]+crhp[[2,3]]*crhp[[3,1]]+crhp[[1,1]]*crhp[[3,3]]-
crhp[[2,1]]*crhp[[3,3]])^2+(-
crhp[[1,3]]*crhp[[2,2]]+crhp[[1,2]]*crhp[[2,3]]+crhp[[1,3]]*crhp[[3,2]]-
crhp[[2,3]]*crhp[[3,2]]-crhp[[1,2]]*crhp[[3,3]]+crhp[[2,2]]*crhp[[3,3]])^2);
X2=(-
crhp[[1,2]]*crhp[[3,1]]+crhp[[1,1]]*crhp[[3,2]]+crhp[[1,2]]*crhp[[4,1]]-
crhp[[3,2]]*crhp[[4,1]]-
crhp[[1,1]]*crhp[[4,2]]+crhp[[3,1]]*crhp[[4,2]]^2+(crhp[[1,3]]*crhp[[3,1]]-
crhp[[1,1]]*crhp[[3,3]]-
crhp[[1,3]]*crhp[[4,1]]+crhp[[3,3]]*crhp[[4,1]]+crhp[[1,1]]*crhp[[4,3]]-
crhp[[3,1]]*crhp[[4,3]])^2+(-
crhp[[1,3]]*crhp[[3,2]]+crhp[[1,2]]*crhp[[3,3]]+crhp[[1,3]]*crhp[[4,2]]-
crhp[[3,3]]*crhp[[4,2]]-crhp[[1,2]]*crhp[[4,3]]+crhp[[3,2]]*crhp[[4,3]])^2);
AREA1[[i]]=0.5*(Sqrt[X1]+Sqrt[X2]),{i,1,allel[[1]]}];
TableForm[Hmin];

TableForm[AREA1];(*AREA ANA ELEMENT*)
AREA1=(AREA1/4);
TableForm[AREA1];
TableForm[Hmax];
TableForm[Hmin];
TableForm[Cm];
TableForm[x];

AREAND=Table[0,{i,1,allndarch}];
Do[Do[Do[If[ndwt[[i,1]]==elnodes[[k,j]],AREAND[[i]]=AREA1[[k]]+AREAND[[i]]],
{j,2,5}],{k,1,allel[[1]]}],{i,1,allndarch}];
TableForm[AREAND];(*area per nodes*)

allndarch
737
mass=Table[0,{i,1,allel[[1]]},{j,1,2}];
zcoordwater=715;

```

```

h2=0;
gw=10000;
s1=0;
g=9.81;
kv=Table[0,{i,1,allel[[1]]}];
Do[kv[[i]]=(elcoord[[i,4]]+elcoord[[i,7]]+elcoord[[i,10]]+elcoord[[i,13]])/
4),{i,1,allel[[1]]}];
TableForm[kv];
TableForm[Cm];
Do[
If[(elcoord[[i,1]] >= 112001 )&&(elcoord[[i,1]]<=112043),h2=220;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 113001 )&&(elcoord[[i,1]]<=113039),h2=192;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 114001 )&&(elcoord[[i,1]]<=114035),h2=172;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 115001 )&&(elcoord[[i,1]]<=115035),h2=152;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 116001 )&&(elcoord[[i,1]]<=116027),h2=131;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 117001 )&&(elcoord[[i,1]]<=117023),h2=111;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 118001 )&&(elcoord[[i,1]]<=118019),h2=90;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 119001 )&&(elcoord[[i,1]]<=119015),h2=70;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 120001 )&&(elcoord[[i,1]]<=120011),h2=50.75;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

If[(elcoord[[i,1]] >= 121001 )&&(elcoord[[i,1]]<=121008),h2=34.75;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]))];

```

```

If[(elcoord[[i,1]] >= 122001 )&&(elcoord[[i,1]]<=122003),h2=29.88;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 123001 )&&(elcoord[[i,1]]<=126044),h2=222;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 101001 )&&(elcoord[[i,1]]<=101043),h2=715;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s1=kv[[i]]/h2;
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-
s1)]));];

If[(elcoord[[i,1]] >= 102001 )&&(elcoord[[i,1]]<=102039),h2=192;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 103001 )&&(elcoord[[i,1]]<=103035),h2=172;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 104001 )&&(elcoord[[i,1]]<=104031),h2=151.7;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 105001 )&&(elcoord[[i,1]]<=105027),h2=131.7;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 106001 )&&(elcoord[[i,1]]<=106023),h2=110.9;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 107001 )&&(elcoord[[i,1]]<=107019),h2=90;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 108001 )&&(elcoord[[i,1]]<=108015),h2=70.715;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 109001 )&&(elcoord[[i,1]]<=109011),h2=50.715;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREA1[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 110001 )&&(elcoord[[i,1]]<=110007),h2=34.715;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);

```



```

mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREAL[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-s1)]));

If[(elcoord[[i,1]] >= 111001 )&&(elcoord[[i,1]]<=111003),h2=29.88;
mass[[i,1]]=elcoord[[i,1]];
s=(zcoordwater-kv[[i]]);
s1=(s/h2);
mass[[i,2]]=(0.5*h2*Cm[[i]]*(gw/g)*AREAL[[i]]*(s1*(2-s1)+Sqrt[s1*(2-
s1)]));, {i,1,allel[[1]]}
TableForm[mass]; (*mass ana element*)

massnd=Table[0,{i,1,allndarch},{j,1,2}];
Do[Do[Do[If[ndwt[[i,1]]==elnodes[[k,j]],massnd[[i,1]]=ndwt[[i,1]];massnd[[i,
2]]=(mass[[k,2]]+massnd[[i,2]]);
,{j,2,5}],{k,1,allel[[1]]}],{i,1,allndarch}]]
TableForm[massnd]; (*mass ana nodes*)
tn=Table[i,{i,1,allndarch}];
e=Table[ndwt[[i,1]],{i,1,allndarch}];
a=Table[massnd[[i,2]],{i,1,allndarch}];
TableForm[a];

t1=Flatten[Table[{"*element, elset=n", 1000000+tn[[i]], "type=mass"},
{e[[i]], 1000000+tn[[i]]}], {i,1,allndarch}],1];
MatrixForm[t1];
t2=Flatten[Table[{"*mass, elset=n",1000000+ tn[[i]], {a[[i]]}], {i,
1,allndarch}],1];
MatrixForm[t2];
Export["ndout1.dat", t1, "CSV"]
Export["ndout2.dat", t2, "CSV"]

```

## 2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

```

ndcoord=Import["coord_nd.dat", "csv"];
s22=Import["syy.dat", "Table"];
q2=Dimensions[ndcoord];
ndmesi=Import["stiles/m-a.dat", "CSV"];
TableForm[ndmesi];
q4=Dimensions[ndmesi];
q4[[1]];
ndmesiss1=Table[0,{i,1,q4[[1]]},{j,1,(q3[[2]]+3)}];
TableForm[ndmesiss1];
Do[Do[If[ndmesi[[k1,1]]==s22[[i,1]],ndmesiss1[[k1,1]]=s22[[i,1]];
ndmesiss1[[k1,2]]=s22[[i,2]];ndmesiss1[[k1,3]]=s22[[i,3]];ndmesiss1[[
k1,4]]=s22[[i,4]];ndmesiss1[[k1,5]]=s22[[i,5]];ndmesiss1[[k1,6]]=s22[[
i,6]];ndmesiss1[[k1,7]]=s22[[i,7]];],{i,1,q3[[1]]}],{k1,1,q4[[1]]}]]
Do[Do[If[ndmesiss1[[i,1]]==ndcoord[[j,1]],ndmesiss1[[i,8]]=ndcoord[[j
,2]]; ndmesiss1[[i,9]]=ndcoord[[j,3]];
ndmesiss1[[i,10]]=ndcoord[[j,4]];],{j,1,q2[[1]]}],{i,1,q4[[1]]}]]
TableForm[ndmesiss1]; (*node-metatopisi-z-y-x deksia*)
ndmesiss2=Table[0,{i,1,q4[[1]]},{j,1,(q3[[2]]+3)}];
TableForm[ndmesiss2];
Do[Do[If[ndmesi[[k1,2]]==s22[[i,1]],ndmesiss2[[k1,1]]=s22[[i,1]];
ndmesiss2[[k1,2]]=s22[[i,2]];ndmesiss2[[k1,3]]=s22[[i,3]];ndmesiss2[[
k1,4]]=s22[[i,4]];ndmesiss2[[k1,5]]=s22[[i,5]];ndmesiss2[[k1,6]]=s22[[
i,6]];ndmesiss2[[k1,7]]=s22[[i,7]];],{i,1,q3[[1]]}],{k1,1,q4[[1]]}]]
Do[Do[If[ndmesiss2[[i,1]]==ndcoord[[j,1]],ndmesiss2[[i,8]]=ndcoord[[j
,2]]; ndmesiss2[[i,9]]=ndcoord[[j,3]];
ndmesiss2[[i,10]]=ndcoord[[j,4]];],{j,1,q2[[1]]}],{i,1,q4[[1]]}]]
q5=Dimensions[ndmesiss1];
TableForm[{{ndmesiss1,ndmesiss2}}]; (*node-u-h-y-x*)
ndmesiss11=SortBy[ndmesiss1,Last];
ndmesiss22=SortBy[ndmesiss2,Last];
TableForm[{{ndmesiss11,ndmesiss22}}]; (*SORTED node-u-h-y-x*)

```

```

mo=Table[{((ndmesiss11[[i,2]]+ndmesiss22[[i,2]])/2),((ndmesiss11[[i,3]]+ndmesiss22[[i,3]])/2),((ndmesiss11[[i,4]]+ndmesiss22[[i,4]])/2),((ndmesiss11[[i,5]]+ndmesiss22[[i,5]])/2),((ndmesiss11[[i,6]]+ndmesiss22[[i,6]])/2),((ndmesiss11[[i,7]]+ndmesiss22[[i,7]])/2),((-ndmesiss11[[i,8]]+ndmesiss22[[i,8]])),((-ndmesiss11[[i,9]]+ndmesiss22[[i,9]])),(ndmesiss11[[i,10]]),If[(((ndmesiss11[[i,8]]+ndmesiss22[[i,8]]))!=0)&&(((ndmesiss11[[i,9]]+ndmesiss22[[i,9]]))!=0),ArcTan[(((ndmesiss11[[i,9]]+ndmesiss22[[i,9]]))/((-ndmesiss11[[i,8]]+ndmesiss22[[i,8]]))],0]},{i,1,q5[[1]]};
TableForm[mo];(*s11-s22-s33-s12-s13-s23*)
v=Table[0,{i,1,3},{j,1,3};
tb=Table[0,{i,1,3},{j,1,3};
tb1=Table[0,{i,1,3},{j,1,3};
mol=Table[0,{i,1,q5[[1]]},{j,1,9};
Do[a=mo[[i,10]];v={{Cos[a],(Sin[a]),0},{-Sin[a],Cos[a],0},{0,0,1}};
tb={{mo[[i,1]],mo[[i,4]],mo[[i,5]]},{mo[[i,4]],mo[[i,2]],mo[[i,6]]},{mo[[i,5]],mo[[i,6]],mo[[i,3]]}};
(tb1=v.tb.Transpose[v]);mol[[i,1]]=tb1[[1,1]];
mol[[i,2]]=tb1[[2,2]];mol[[i,3]]=tb1[[3,3]];mol[[i,4]]=tb1[[1,2]];mol[[i,5]]=tb1[[1,3]];mol[[i,6]]=tb1[[2,3]];mol[[i,7]]=mo[[i,7]];mol[[i,8]]=mo[[i,8]];mol[[i,9]]=mo[[i,9]];,{i,1,q5[[1]]}}
TableForm[mol];(*s11-s22-s33-s12-s13-s23*)
mo2=Table[{mol[[i,2]],mol[[i,9]]},{i,1,q5[[1]]};(*s11 me tropopoimena*)
mo3=Table[{mo[[i,2]],mo[[i,9]]},{i,1,q5[[1]]};(*s11 xwristropopoimena*)
mo4=Table[0,{i,1,(2*q5[[1]]+1)}];
Do[mo4[[i]]=mo2[[i,1]];
mo4[[i+q5[[1]]+1]]=mo2[[i,2]];,{i,1,q5[[1]]}}
TableForm[mo4](*export S22-Height in one column*)
Export["syy-m.dat",mo4,"Table"]
ListLinePlot[{mo2,mo3},PlotRange->{{-10000000,-100000},{450,750}}]

```

### 3. ΕΞΑΓΩΓΗ ΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ ΚΑΘ'ΥΨΟΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

```

ndcoord=Import["coord_nd.dat","CSV"];
s22=Import["first-static-elcon/z-ulmax.dat","TABLE"];
TableForm[s22];
q2=Dimensions[ndcoord];
ndmesi=Import["stiles/m-mp.dat","CSV"];
TableForm[ndmesi];
q4=Dimensions[ndmesi];
q4[[1]];
ndmesiss1=Table[0,{i,1,q4[[1]]},{j,1,3};
TableForm[ndmesiss1];
Do[Do[If[ndmesi[[k1,1]]==s22[[i,1]],ndmesiss1[[k1,1]]=s22[[i,1]];
ndmesiss1[[k1,2]]=s22[[i,2]];},{i,1,q3[[1]]},{k1,1,q4[[1]]}}
Do[Do[If[ndmesiss1[[i,1]]==ndcoord[[j,1]],ndmesiss1[[i,3]]=ndcoord[[j,4]]];,{j,1,q2[[1]]},{i,1,q4[[1]]}}
TableForm[ndmesiss1];(*node-metatopisideksia*)
ndmesiss2=Table[0,{i,1,q4[[1]]},{j,1,3};
TableForm[ndmesiss2];
Do[Do[If[ndmesi[[k1,2]]==s22[[i,1]],ndmesiss2[[k1,1]]=s22[[i,1]];
ndmesiss2[[k1,2]]=s22[[i,2]];},{i,1,q3[[1]]},{k1,1,q4[[1]]}}
Do[Do[If[ndmesiss2[[i,1]]==ndcoord[[j,1]],ndmesiss2[[i,3]]=ndcoord[[j,4]]];,{j,1,q2[[1]]},{i,1,q4[[1]]}}
q5=Dimensions[ndmesiss1];
TableForm[ndmesiss2];(*node-metatopisiaristera*)
t11=Table[ndmesiss1[[i,j]},{i,1,q5[[1]]},{j,2,3};
t22=Table[ndmesiss2[[i,j]},{i,1,q5[[1]]},{j,2,3};
t1=SortBy[t11,Last];

```

```

t2=SortBy[t22,Last];
t33=Table[{(t1[[i,1]]+t2[[i,1]])/2,t1[[i,2]]},{i,1,q5[[1]]};
t3=SortBy[t33,Last];
TableForm[{{t1,t2,t3}}]
mo4=Table[0,{i,1,(2*q5[[1]]+1)}];
Do[mo4[[i]]=t3[[i,1]];
mo4[[i+q5[[1]]+1]]=t3[[i,2]];,{i,1,q5[[1]]}
TableForm[mo4](*export S22-Height in one colum*)
Export["final-static-elconcr/ulmax-m.dat",mo4,"Table"]
ListLinePlot[{t1,t2,t3},PlotRange->{{-10000000,410000},{450,750} }]}

```



## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Μ.Παπαδρακάκης, Ανάλυση φορέων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, Αθήνα 2001
2. Anil K.Chopra, Δυναμική των κατασκευών, Berkeley
3. Ι.Θ.Κατσικαδέλης, Δυναμική ανάλυση των κατασκευών, Αθήνα 2012
4. Βασίλης Στουρνάρας, Μελέτη της κινηματικής συμπεριφοράς του φράγματος της λίμνης Πλαστήρα με δορυφορικές μεθόδους, Αθήνα 2012
5. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, State-of-Practice for the Nonlinear Analysis of Concrete Dams at the Bureau of Reclamation, 2006
6. Gerald Zenz and Markus Goldgruber, Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Graz-Austria 2013
7. Μ.Παπαδρακάκης, Πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων Σύγχρονες μέθοδοι, Αθήνα 2003
8. Θ.Χ.Λαζαρίδης, Επιρροή των υδροδυναμικών πιέσεων σε ρωγμές, του συστήματος φράγμα-βραχόμαζα κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης
9. Γ.Παπαζαφειρόπουλος, Αναλυτική και αριθμητική προσομοίωση της υδροδυναμικής καταπόνησης άκαμπτων φραγμάτων
10. Χρήστος Κ.Δήμου, Αντοχή των υλικών
11. Π.Ι.Γιαννόπουλος, Πλαστιμότητα κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα
12. Β.Μαρίνος, Γεωλογικές μελέτες τεχνικών έργων
13. Manuel Pagitsch, Arch Dam Design and Optimization, Graz 2012
14. Δήμος Αντωνίου, Φράγματα και σεισμοί, Κύπρος
15. Carl N.Zangar, Theory and problems of water percolation, Denver Colorado 1953
16. Carl N.Zangar, Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects, Denver Colorado 1953
17. Pradeep Jain, Estimating the Hydraulic Conductivity of Landfilled Municipal Solid Waste Using the Borehole Permeameter Test



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000124097