

A.

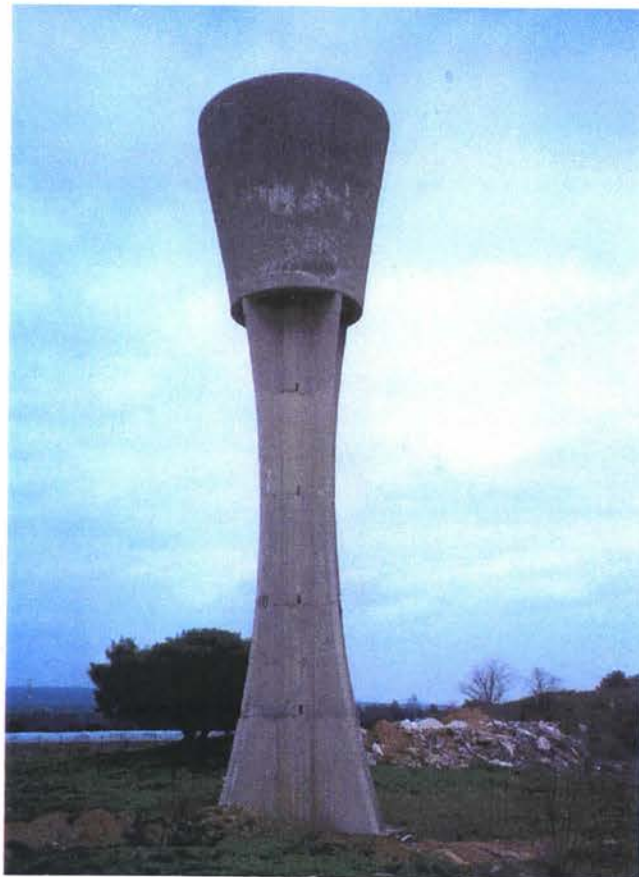
**ΑΝΤΙΣΤΡΟΦΗ ΑΝΑΛΥΣΗ
ΥΔΑΤΟΠΥΡΓΟΥ ΔΕΚΕΛΕΙΑΣ**

Γ. Γκαζέτας, Ν. Γερόλυμος, Μ. Αποστόλου

ΑΝΤΙΣΤΡΟΦΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΔΑΤΟΠΥΡΓΟΥ ΔΕΚΕΛΕΙΑΣ

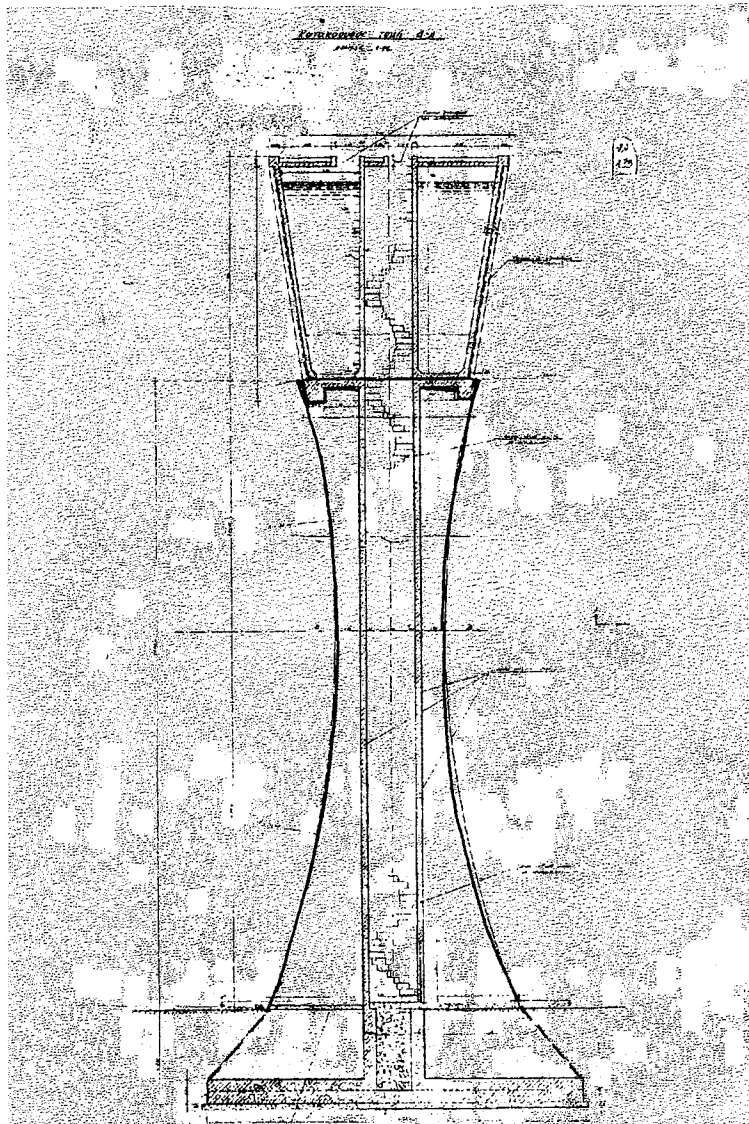
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο υδατόπυργος της Δεκέλειας στη σχολή Ικάρων ήταν μία από τις κατασκευές κοντά στην επικεντρική περιοχή οι οποίες υπέστησαν περιορισμένης έκτασης βλάβες, τέτοιες ώστε με τη βοήθεια αντίστροφων αναλύσεων να «φανερώσουν» την ένταση του σεισμικού κραδασμού που την προκάλεσε. Η δεξαμενή χωρητικότητας 150m^3 και ύψους 7m εδράζεται σε πρόβολο δακτυλιοειδούς διατομής με τέσσερα πτερύγια μεταβλητού μήκους, ύψους 20m και μάζας 15t περίπου (βλ. σχήματα 1.1, 1.2) και εκτιμάται ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού ήταν σχεδόν γεμάτη (ολική μάζα περίπου 200t).



Σχήμα 1.1. Ο υδατόπυργος της Σχολής Ικάρων στη Δεκέλεια. Είναι σχεδόν εμφανείς οι βλάβες από τον σεισμό της 7/9/99.

Ο σεισμικός κραδασμός της 7^{ης} Σεπτεμβρίου προκάλεσε στον κορμό της κατασκευής και σε μία μικρή ζώνη ύψους περίπου 8m από το έδαφος αποφλείωση του σκυροδέματος που σε συνδυασμό με την εναλλασσόμενη φόρτιση οδήγησε σε λυγισμό του χάλυβα. Οι παρατηρηθείσες βλάβες αφορούσαν μόνον τους δύο (αντιδιαμετρικούς μεταξύ τους) πτερυγότοιχους, γεγονός που υποδηλώνει τη διεύθυνση της φόρτισης καθιστώντας έτσι απλούστερη την ανάλυση.



Σχήμα 1.2. Τομή του υδατόπυργου

2. Η ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΤΡΟΦΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η φιλοσοφία της αντίστροφης ανάλυσης βασίζεται στον υπολογισμό των επιταχύνσεων στη βάση του υδατόπυργου και στη δεξαμενή που αντιστοιχούν σε καμπτική ροπή στο ύψος της διαρροής ίση με την οριακή ροπή που προκαλεί λυγισμό του χάλυβα. Η ροπή αυτή υπολογίζεται από την καμπυλότητα της διατομής για παραμόρφωση του εφελκυσμένου σπλισμού $\varepsilon = 0.5\%$ η οποία και εκτιμάται ως συμβατή με τις παρατηρηθείσες βλάβες παραμόρφωση. Θεωρώντας γραμμική συμπεριφορά της διατομής μέχρι την συγκεκριμένη παραμόρφωση, η σχέση ροπών – καμπυλοτήτων μπορεί να υπολογισθεί από την εξίσωση,

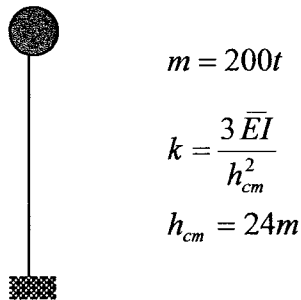
$$M = E_c I_g \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

Αν λάβουμε υπ' όψιν τα πραγματικά διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεων χάλυβα και σκυροδέματος, η σχέση ροπών – καμπυλοτήτων είναι μη γραμμική και υπολογίζεται με τη βοήθεια λογισμικού.

Με βάση την μεθοδολογία αυτή, στις επόμενες παραγράφους επιχειρείται η εκτίμηση των επιταχύνσεων αυτών με απλοποιημένες αναλυτικές μεθόδους (προσομοίωμα μονοβάθμιου ταλαντωτή) και αριθμητική ανάλυση με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.

3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 Ανάλυση με Θεώρηση Μονοβάθμιου Ταλαντωτή



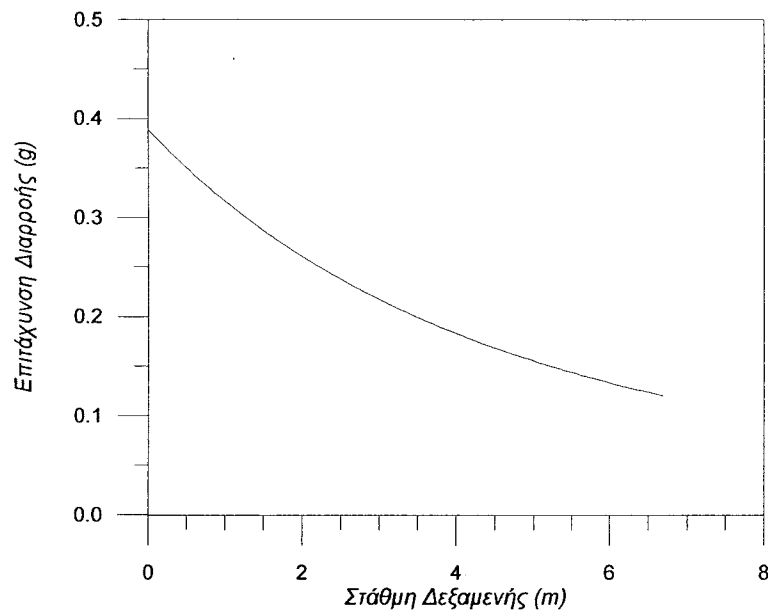
Σχήμα 3.1. Το μονοβάθμιο προσομοίωμα

Η απλούστερη μέθοδος εκτίμησης της φασματικής επιτάχυνσης είναι η προσομοίωση της κατασκευής με τον μονοβάθμιο ταλαντωτή του σχήματος 3.1 όπου η δεξαμενή έχει ελευθερία οριζόντιας κίνησης και στροφής, η εσωτερική ροπή στο ύψος $x=8m$ δίνεται από την εξίσωση (με την παραδοχή ότι όλη η μάζα του συστήματος βρίσκεται συγκεντρωμένη στη δεξαμενή),

$$M(x) = m \cdot A \cdot (h_{cm} - x)$$

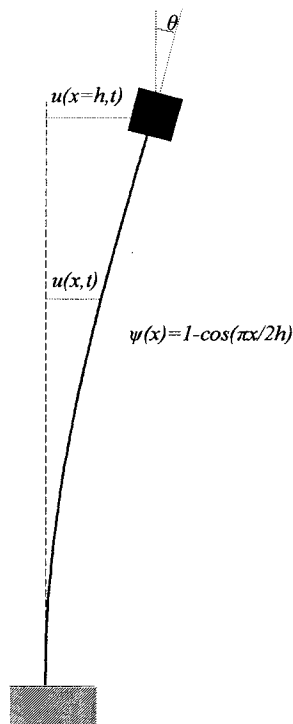
ή
$$A = 4500 / (200 \times 16 \times 9.81) = 0.15g$$

Η επιτάχυνση αυτή προκύπτει θεωρώντας ότι η δεξαμενή ήταν γεμάτη από νερό και ότι η ροπή είναι αυτή που υπολογίσθηκε προηγουμένως για εφελκυστική παραμόρφωση του χάλυβα $\varepsilon_s = 0.5\%$. Η επιρροή της στάθμης του νερού της δεξαμενής στην επιτάχυνση διαρροής φαίνεται στο ακόλουθο διάγραμμα.



Σχήμα 3.2. Η απαιτούμενη επιτάχυνση της δεξαμενής για διαρροή ως προς τη στάθμη του νερού σ'αυτήν, σύμφωνα με το προσομοίωμα του απλού ταλαντωτή.

Για να διερευνήσουμε την επίδραση της μάζας του κορμού στην απόκριση της δεξαμενής θεωρούμε το σύστημα που φαίνεται στο σχήμα. Η δεξαμενή θεωρείται άκαμπτη με ελευθερία οριζόντιας κίνησης $u(x=h,t)$ και στροφής $\theta(x=h,t)$ κατά τον κατακόρυφο άξονα, ενώ ο κορμός λαμβάνεται υπ'όψιν ως σώμα με κατανεμημένη μάζα $m(x)$ και δυσκαμψία $EI(x)$.



Σχήμα 3.3. Το σύστημα κορμού -- δεξαμενής

Από την Αρχή Δυνατών Έργων έχουμε:

$$\int_0^h f_I \delta u dx + F_I^{\delta \varepsilon \xi} \delta u_{x=h_{cm}} + M_I^{\delta \varepsilon \xi} \delta \theta_{x=h_{cm}} = \int_0^h M \delta k dx$$

$$- \int_0^h m(x) [\ddot{u}(x, t) + \ddot{u}_g(t)] \delta u dx - M^{\delta \varepsilon \xi} [\ddot{u}(h_{cm}, t) + \ddot{u}_g(t)] \delta u(h_{cm}, t) - I_{cm} \ddot{\theta}(h_{cm}, t) \delta \theta(h_{cm}, t) = \int_0^h EI(x) u''(x, t) \delta k dx$$

όπου:

$$k(x, t) = u''(x, t)$$

$$\theta(h_{cm}, t) = u'(h_{cm}, t)$$

$$u(x, t) = \phi(x) z(t)$$

$$\delta u(x, t) = \phi(x) \delta z(t)$$

τελικώς με αντικατάσταση των παραπάνω εξισώσεων στην Αρχή Δυνατών Έργων καταλήγουμε στην εξίσωση :

$$\tilde{m} \cdot \ddot{z} + \tilde{k} \cdot z = -\tilde{L} \cdot \ddot{u}_g$$

$$\tilde{m} = \int_0^h m(x) [\phi(x)]^2 dx + M^{\delta \varepsilon \xi} [\phi(h_{cm})]^2 + I_{cm} [\phi'(h_{cm})]^2$$

$$\tilde{k} = \int_0^h EI(x) [\phi''(x)]^2 dx$$

$$\tilde{L} = \int_0^h m(x) \phi(x) dx + M^{\delta \varepsilon \xi} \phi(h_{cm})$$

οι συντελεστές είναι αντίστοιχα η γενικευμένη μάζα, ακαμψία και δύναμη του συστήματος.

Για τον υπολογισμό της ιδιομορφής $\phi(x)$ απαιτείται η λύση της διαφορικής εξίσωσης της ελεύθερης ταλάντωσης, η οποία για μεταβλητή μάζα και δυσκαμψία παίρνει την μορφή

$$EI(x) \cdot \phi^{IV}(x) + 2EI'(x) \cdot \phi'''(x) + EI''(x) \cdot \phi''(x) - \omega^2 m(x) \phi(x) = 0$$

Θεωρούμε κατά προσέγγιση ως πρώτη ιδιομορφή τη συνάρτηση,

$$\phi(x) = 1 - \cos\left(\frac{\pi x}{2h_{cm}}\right)$$

Από τις παραπάνω (θεωρώντας στάθμη νερού στη δεξαμενή περίπου 6.3m δηλ. $m_{\delta\epsilon\xi} \approx 200t$) λαμβάνουμε $\tilde{m} = 255t$, $\tilde{k} = 23MN/m$, $\tilde{L} = 232t$.

Η πρώτη ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι $T_1 = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{\tilde{m}}{\tilde{k}}} \approx 0.66 \text{ sec}$.

Ο όρος της αδρανειακής ροπής στη γενικευμένη μάζα είναι,

$$I_o \phi'^2(24) \approx 5200 \times 0.09^2 \approx 40t$$

Επίσης παρατηρούμε ότι η γενικευμένη μάζα επηρεάζεται σχεδόν αποκλειστικώς από την μάζα της δεξαμενής, έτσι ώστε η παραδοχή του μονοβάθμιου συστήματος για την συγκεκριμένη κατασκευή να βρίσκεται κοντά στην πραγματικότητα.

3.1.1. Απόκριση Συστήματος σε Σεισμική Διέγερση

Στη θέση x η μετατόπιση δίνεται από την εξίσωση,

$$u(x,t) = \sum_n \phi_n(x) z_n(t)$$

$$\text{ή} \quad u(x,t) = \phi_1(x) z_1(t)$$

κάνοντας την παραδοχή ότι η απόκριση του συστήματος εξαρτάται σχεδόν αποκλειστικά από την πρώτη κανονική μορφή. Όπως θα αποδειχθεί παρακάτω με την αριθμητική λύση του προβλήματος, η παραδοχή αυτή στη συγκεκριμένη περίπτωση αποτελεί καλή προσέγγιση της πραγματικότητας.

Η γενικευμένη μετατόπιση z είναι η λύση της διαφορικής εξίσωσης,

$$\tilde{m} \cdot \ddot{z} + \tilde{k} \cdot z = -\tilde{L} \cdot \ddot{u}_g$$

$$\text{ή} \quad \tilde{m} \cdot \ddot{z} + \tilde{k} \cdot z = -\tilde{m} \cdot \left(\frac{\tilde{L}}{\tilde{m}} \ddot{u}_g\right)$$

Έτσι για τον υπολογισμό της απόκρισης της δεξαμενής ($\phi(x=24)=1$) το πρόβλημα αναγάγεται στον υπολογισμό της μεταβλητής z , μπορούμε δηλ. να θεωρήσουμε το

ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα με μάζα και ακαμψία αντίστοιχα, τις \tilde{m} και \tilde{k} όπως υπολογίστηκαν με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Τα επιταχυνσιογράφηματα που χρησιμοποιούνται ως διέγερση πολλαπλασιάζονται με συντελεστή \tilde{L}/\tilde{m} , ώστε το πρόβλημα να ισοδυναμεί με σεισμική κίνηση της βάσης του ταλαντωτή. Λαμβάνεται λόγος κρίσιμης αποσβέσεως $\zeta=5\%$, τιμή λογική για έργα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Έτσι η διαφορική εξίσωση της κίνησης γίνεται,

$$255\ddot{z} + 23000\dot{z} + 242z = -232\ddot{u}_g$$

Οι μέγιστες επιταχύνσεις και οι δεσπόζουσες περίοδοι των σεισμικών διεγέρσεων όπως και οι μέγιστες επιταχύνσεις στην κορυφή, δείχνονται παρακάτω.

Επιταχυνσιογράφημα	Μέγ. Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Περίοδος (s)	Μέγ. Επιτάχυνση Κορυφής (g)
<i>Elcentro 1</i>	0.35	0.55	1.16
<i>Elcentro 2</i>	0.21	0.50	0.67
<i>Kern 1</i>	0.16	0.35	0.38
<i>Kern 2</i>	0.18	0.45	0.36
<i>Loma Prieta</i>	0.28	0.65	1.09
<i>Mexico 1</i>	0.10	2.00	0.09
<i>Mexico 2</i>	0.17	2.00	0.16
<i>Northridge 1</i>	0.60	0.50	1.46
<i>Northridge 2</i>	0.88	0.20	1.10
<i>Northridge 3</i>	0.34	0.25	0.67
<i>Oakland 1</i>	0.28	0.65	1.09
<i>Oakland 2</i>	0.22	0.65	0.54
<i>Pacoima 1</i>	1.08	0.40	1.92
<i>Pacoima 2</i>	1.17	0.40	1.66
<i>Parkfield 1</i>	0.24	0.15	0.30
<i>Parkfield 2</i>	0.27	0.20	0.49
<i>Santa Monica 1</i>	0.88	0.20	1.10
<i>Santa Monica 2</i>	0.37	0.10	0.56
<i>San Fernando 1</i>	0.25	0.60	0.78
<i>San Fernando 2</i>	0.13	0.35	0.38

Πίνακας 3.1

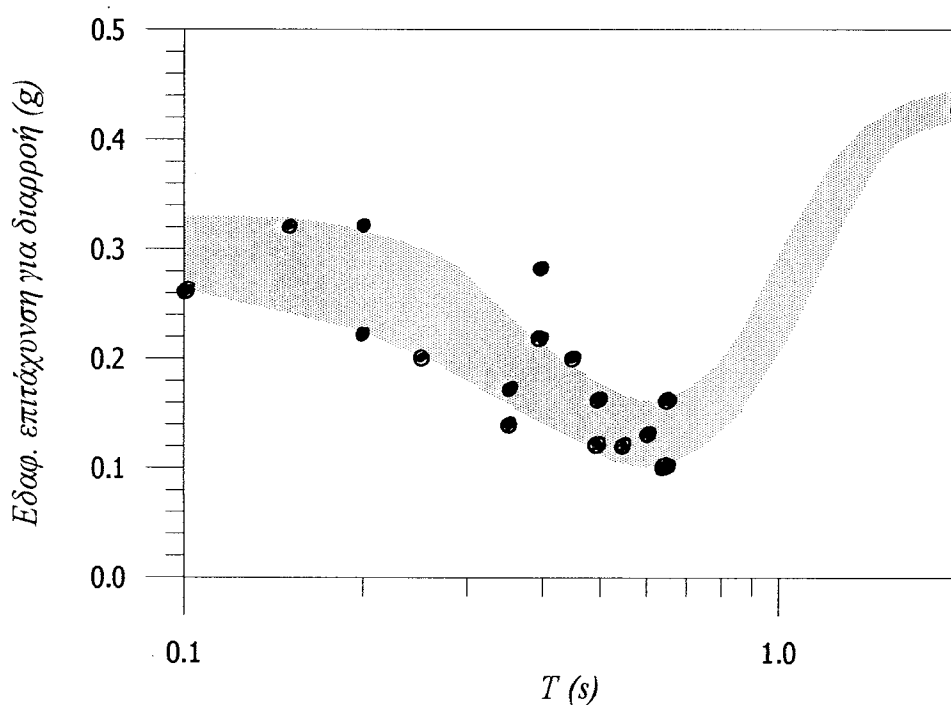
Από την επιτάχυνση στην κορυφή, μπορούμε να υπολογίσουμε την αδρανειακή δύναμη της δεξαμενής και την εσωτερική ροπή της διατομής στη θέση $x=8m$. Από τη ροπή αυτή και τη ροπή διαρροής της διατομής προκύπτει η ελάχιστη εδαφική επιτάχυνση για διαρροή στη θέση $x=8m$. Η ροπή διαρροής αντιστοιχεί σε

εφελκυστική παραμόρφωση του χάλυβα 0.0005, θεωρώντας γραμμική σχέση ροπής-καμπυλότητας με δυσκαμψία ,

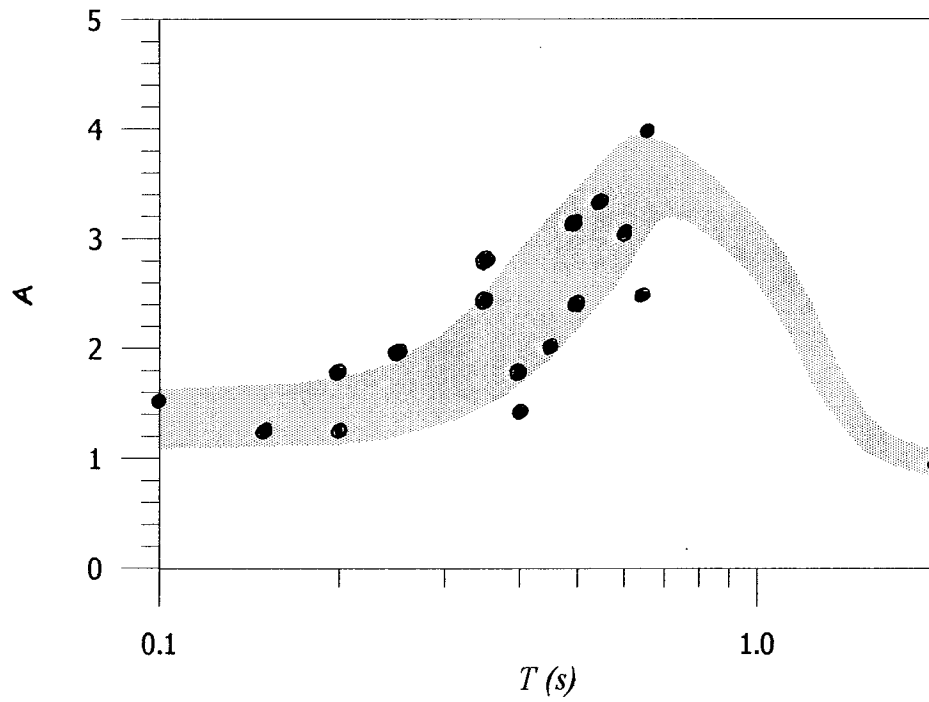
$$EI = 50 \times 10^9 \text{ Nm}^2$$

οπότε,
$$M = 50 \times 10^9 \times \frac{0.0005}{2} = 12.5 \text{ MNm}$$

Από τη ροπή αυτή προκύπτει φασματική επιτάχυνση για το γραμμικό μονοβάθμιο σύστημα, $A = 0.4g$ (ανεξάρτητη από την σεισμική διέγερση). Στα διαγράμματα που ακολουθούν δείχνεται η μεταβολή της απαιτούμενης εδαφικής επιτάχυνσης για να υπάρξει διαρροή σε ύψος 8m ως προς τη δεσπόζουσα περίοδο του σεισμικού κραδασμού όπως και η δυναμική ενίσχυση σε κάθε περίπτωση.



Σχήμα 3.4 Η απαιτούμενη εδαφική επιτάχυνση για διαρροή ως προς τη δεσπόζουσα περίοδο της διέγερσης.

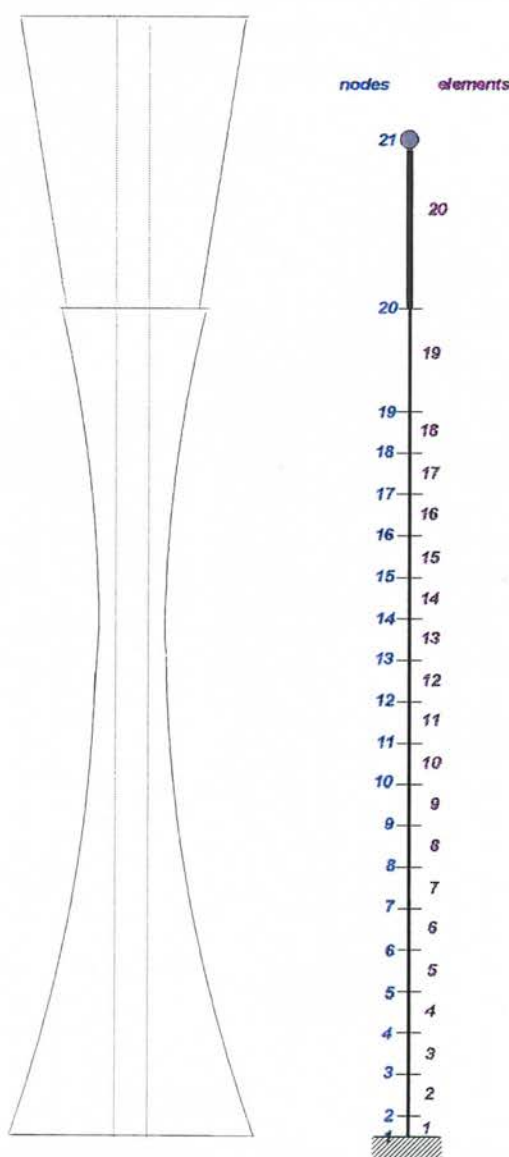


Σχήμα 3.5 Ο λόγος των απαιτούμενων επιταχύνσεων στη δεξαμενή και στη βάση για διαρροή ως προς τη δεσπόζουσα περίοδο της διέγερσης.

Παρακάτω λύνεται με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων το πρόβλημα των ιδιομορφών και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα παραπάνω.

3.2. Αριθμητική Επίλυση με Πεπερασμένα Στοιχεία

Για την αριθμητική προσομοίωση της κατασκευής χωρίζουμε τον κορμό σε 19 μονοδιάστατα στοιχεία δοκού (*beam elements*) όπου το κάθε ένα έχει μήκος 1.0m και σταθερή κατανεμημένη μάζα, ροπή αδράνειας και επιφάνεια διατομής αντίστοιχα, m_e, I_e, A_e όπου $I_e = (EI^{ισοδ}) / E_c$. Η δεξαμενή με το περιεχόμενο νερό προσομοιώνεται με δύο διαφορετικά σημειακά στοιχεία μάζας (*mass and rotary inertia elements*) ούτως ώστε να περιγραφούν η μεταφορική και η περιστροφική αδράνεια του συστήματος, όπως αυτές υπολογίσθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο.



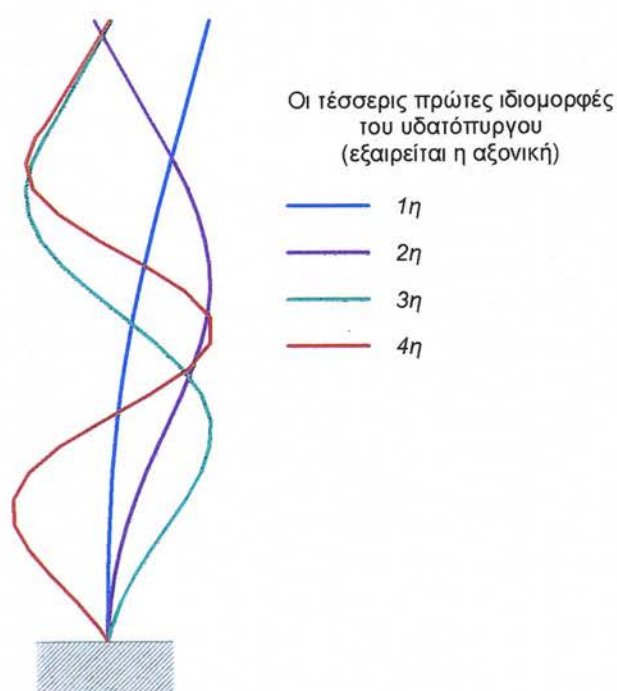
Σχήμα 3.6 Το αριθμητικό προσομοίωμα του συστήματος

3.2.1 Αριθμητική Επίλυση του Προβλήματος των Ιδιοτιμών

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις πέντε πρώτες κανονικές μορφές ελεύθερης ταλάντωσης φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα (η μάζα της δεξαμενής είναι 200t ενώ η επιρροή της αδρανειακής ροπής θεωρείται αμελητέα).

A/A Κανονικής Μορφής	Ιδιοσυχνότητα (rad/sec)	Ιδιοπερίοδος (sec)	Γενικευμένη Μάζα (t)	Γενικευμένη Ακαμψία (MN/m)
1	9.55	0.66	213.5	19.5
2	108.26	0.06	53.5	627.0
3	122.33	0.05	241.9	3619.9
4	307.62	0.02	53.4	5053.2
5	570.51	0.01	56.2	18292.1

Πίνακας 3.2.



Σχήμα 3.7

Στην περίπτωση που ληφθεί υπ'όψιν η αδρανειακή ροπή όπως αυτή υπολογίσθηκε προηγουμένως και για διαφορετικές στάθμες νερού στη δεξαμενή προκύπτουν για κάθε ιδιομορφή,

$M_{δελ}=200t$, $I_0=5200tm^2$				
Α/Α Κανονικής Μορφής	Ιδιοσυχνότητα (rad/sec)	Ιδιοπερίοδος (sec)	Γενικευμένη Μάζα (t)	Γενικευμένη Ακαμψία (MN/m)
1	9.02	0.70	238.3	19.4
2	62.62	0.10	144.7	567.5
3	122.24	0.05	241.4	3607.3
4	228.76	0.03	47.9	2504.6
5	453.27	0.01	53.2	10930.1
$M_{δελ}=210t$, $I_0=5200tm^2$				
1	8.84	0.71	248.3	19.4
2	62.59	0.10	145.5	570.0
3	119.78	0.05	251.3	3605.5
4	228.59	0.03	47.8	2497.7
5	452.99	0.01	53.2	10916.6
$M_{δελ}=220t$, $I_0=5200tm^2$				
1	8.67	0.72	258.3	19.4
2	62.56	0.10	146.3	572.6
3	117.47	0.05	261.3	3605.7
4	228.44	0.03	47.8	2494.4
5	452.74	0.01	53.2	10904.6
$M_{δελ}=230t$, $I_0=5200tm^2$				
1	8.50	0.74	268.3	19.4
2	62.53	0.10	147.0	574.8
3	115.28	0.05	271.2	3604.1
4	228.29	0.03	47.8	2491.2
5	452.50	0.01	53.2	10893.0
$M_{δελ}=240t$, $I_0=5200tm^2$				
1	8.35	0.71	278.3	19.4
2	62.50	0.10	147.6	576.6
3	113.22	0.06	281.1	3603.4
4	228.16	0.03	47.8	2477.9
5	452.29	0.01	53.2	10882.9
$M_{δελ}=250t$, $I_0=5200tm^2$				
1	8.20	0.77	288.3	19.4
2	62.48	0.10	148.2	578.5
3	111.25	0.06	291.1	3602.8
4	228.04	0.03	47.8	2485.7
5	452.09	0.01	53.2	10873.3

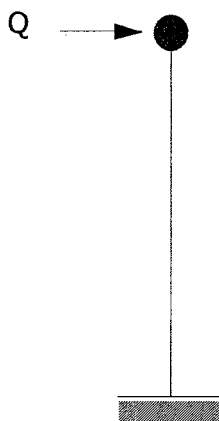
Πίνακας 3.3.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα της πρώτης κανονικής μορφής για τις γενικευμένες μάζες και ακαμψίες βλέπουμε ότι συγκλίνουν σ'αυτά που προκύπτουν αν θεωρήσουμε,

$$\varphi_1(x) = 1 - \cos(\pi x / 2h_{cm})$$

3.2.2. Ανάλυση PUSH-OVER

Το μονοδιάστατο προσομοίωμα του υδατόπυργου που παρουσιάσθηκε προηγουμένως, υποβάλλεται στη συνέχεια σε προοδευτικώς αυξανόμενη οριζόντια στατική δύναμη, με σημείο εφαρμογής το κέντρο βάρους της δεξαμενής ώστε να προσδιορισθεί η μετακίνηση της δεξαμενής σε κάθε βαθμίδα φόρτισης μέχρι την στιγμή του λυγισμού. Τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων που χρησιμοποιούνται για την μη γραμμική ανάλυση προκύπτουν με χρήση του λογισμικού κώδικα BIAx (βλ. μη γραμμική ανάλυση σε σεισμική διέγερση). Επίσης για το αδιαστατοποιημένο διάγραμμα εγκάρσιας μετακίνησης-δύναμης, η συνολική μάζα λαμβάνεται 200t και το ενεργό ύψος του συστήματος 24m.

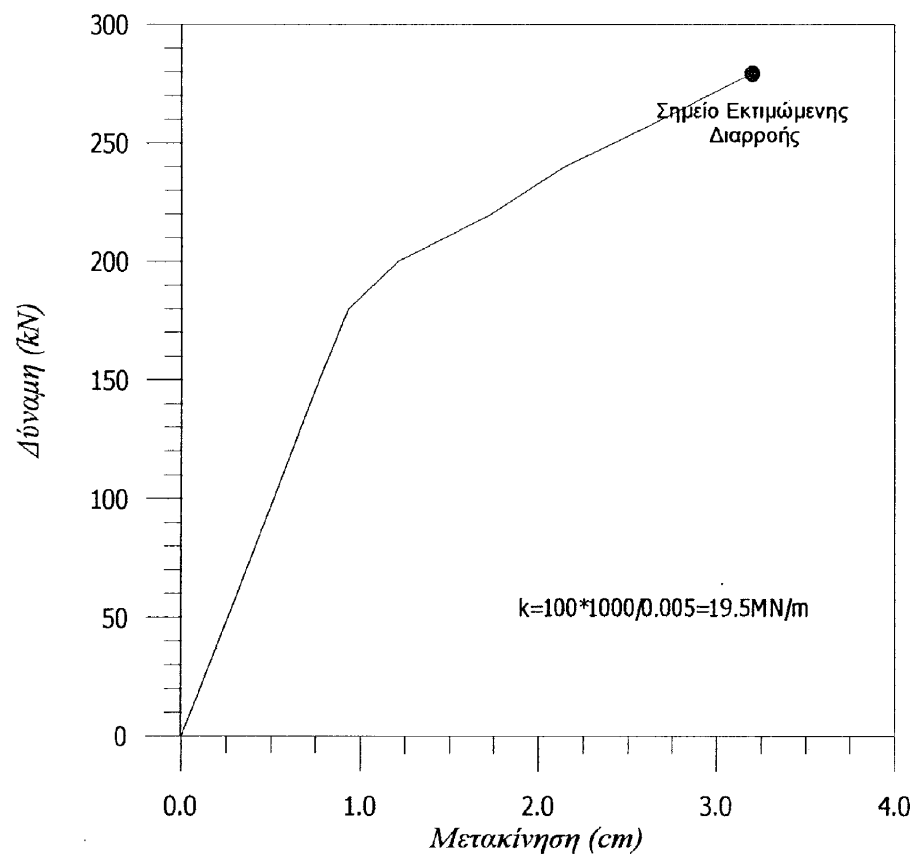


Σχήμα 3.8

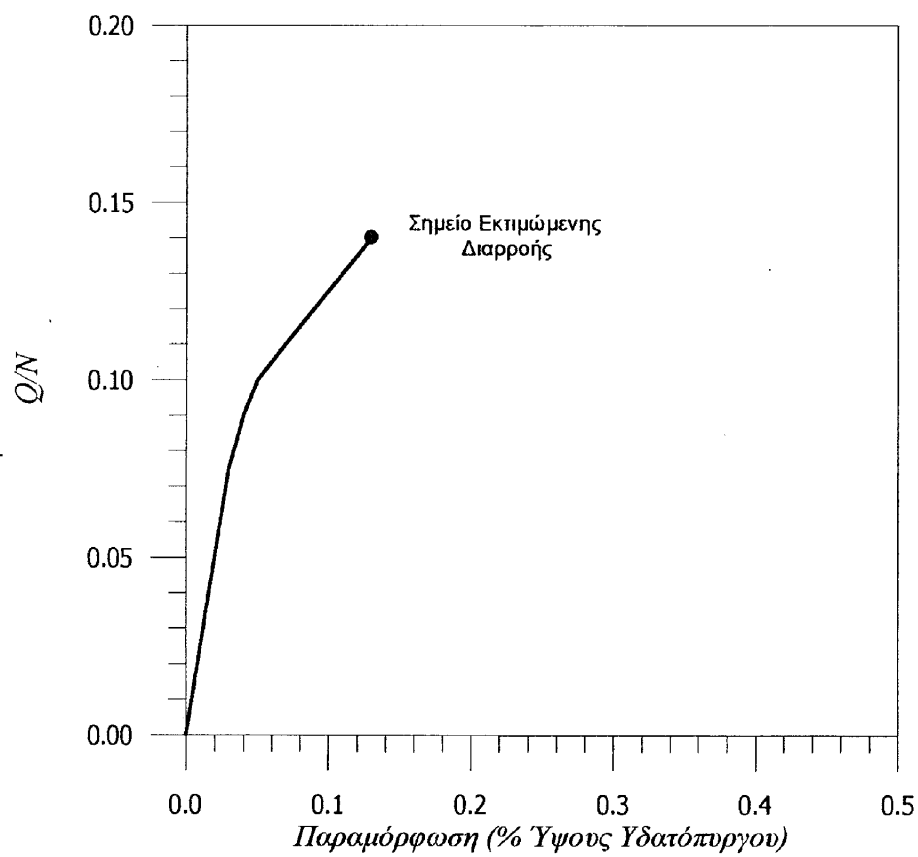
Από την κλίση της καμπύλης δύναμης-μετατόπισης υπολογίζεται η στατική δυσκαμψία του συστήματος,

$$k \approx 19.5 MN/m$$

τιμή που είναι σύμφωνη με αυτήν που υπολογίσθηκε στην προηγούμενη παράγραφο για την πρώτη ιδιομορφή.



Σχήμα 3.9



Σχήμα 3.10

3.2.3. Απόκριση σε Σεισμική Διέγερση

•1-διάστατη Γραμμική Ανάλυση

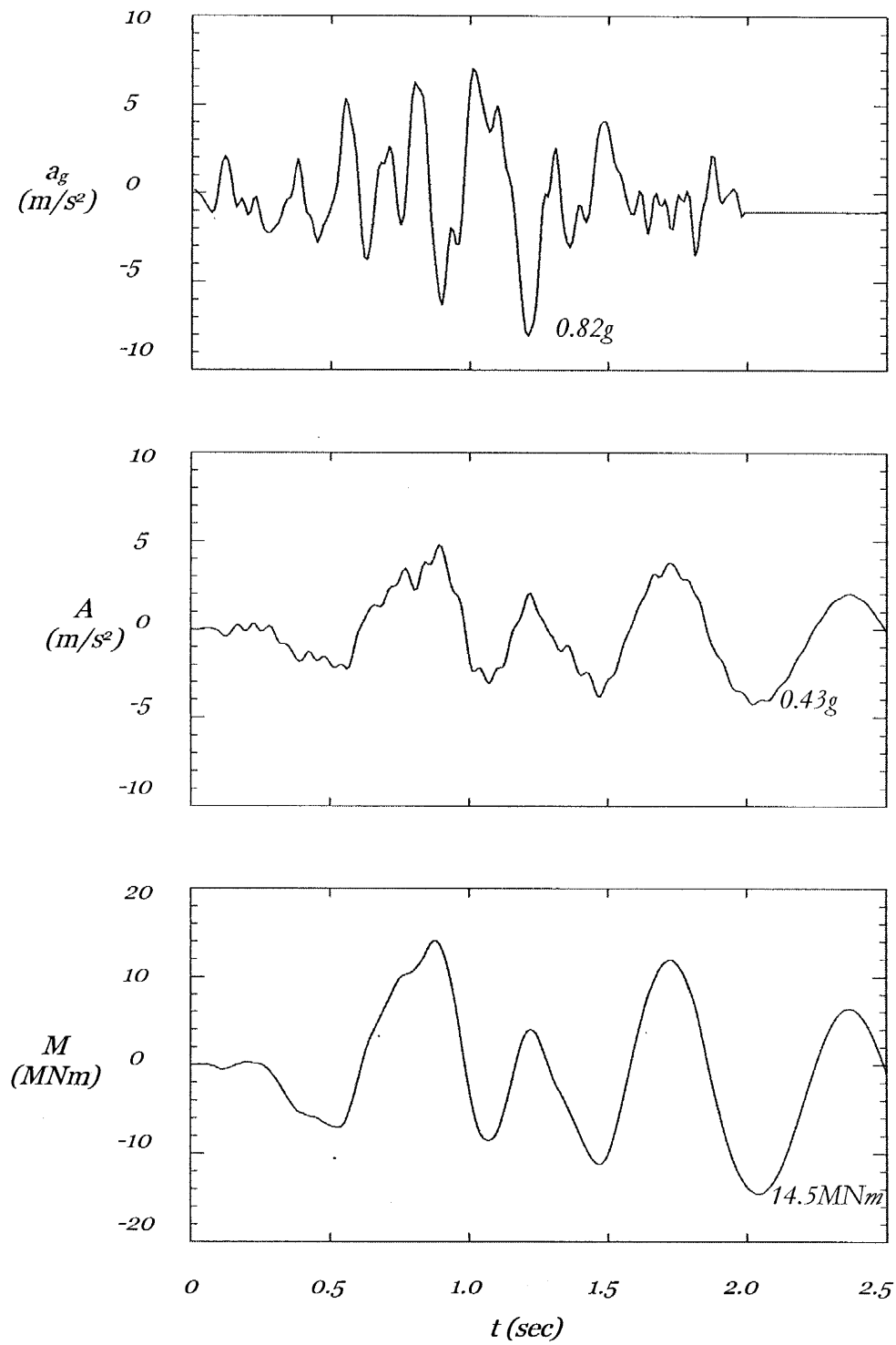
Η απλούστερη παραδοχή για την απόκριση του υδατόπυργου σε σεισμική διέγερση είναι η θεώρηση γραμμικής συμπεριφοράς σύμφωνα με την οποία η σχέση ροπών-καμπυλοτήτων σε τυχαία διατομή ύψους z δίνεται από την εξίσωση,

$$M(z) = EI(z) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = EI(z) k(z)$$

Η δυσκαμψία της διατομής είναι ανεξάρτητη της παραμόρφωσης, καθώς θεωρείται ότι το ωπλισμένο σκυρόδεμα μέχρι τη διαρροή συμπεριφέρεται ελαστικά. Η εκτιμώμενη παραμόρφωση του χάλυβα κατά την αστοχία είναι $\varepsilon_s \approx 5 \times 10^{-4}$ η οποία, αντιστοιχεί σε ροπή $M \approx 14.5 MNm$.

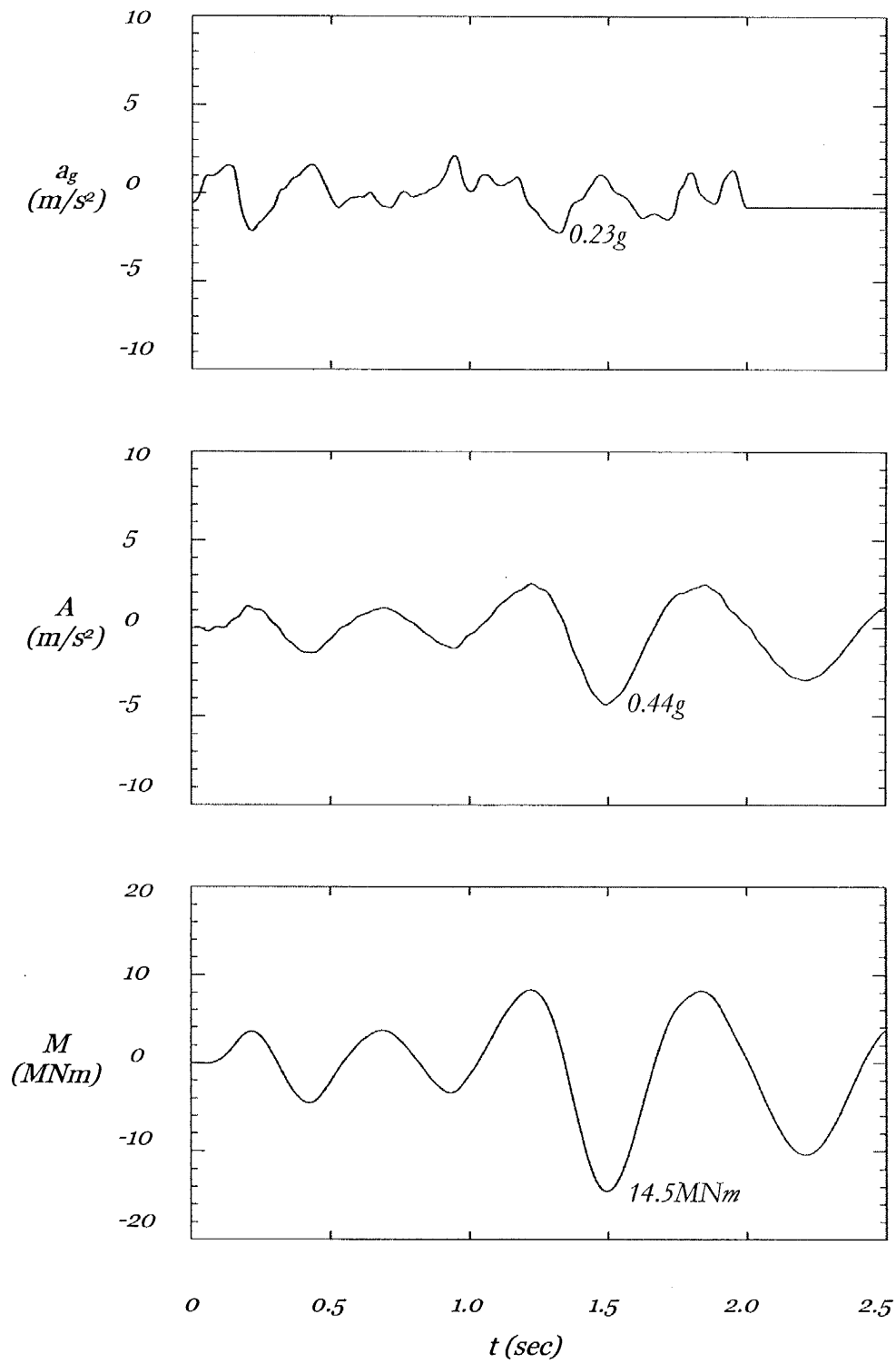
Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν πέντε επιταχυνσιογραφήματα από τον σεισμό της 7/9/99 (Σεπόλια, ΚΕΔΕ) αλλά και παλαιότερους (Καλαμάτα, Αίγιο, Parkfield) τροποποιημένα κατάλληλα (με επικλιμάκιο αναγωγή) ώστε η μέγιστη ροπή στο ύψος της αστοχίας να είναι ίδια με αυτήν που υπολογίσθηκε προηγουμένως. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις παρουσιάζονται στις επόμενες σελίδες.

Διέγερση Αθήνας 1999 (Σεπόλια-long)



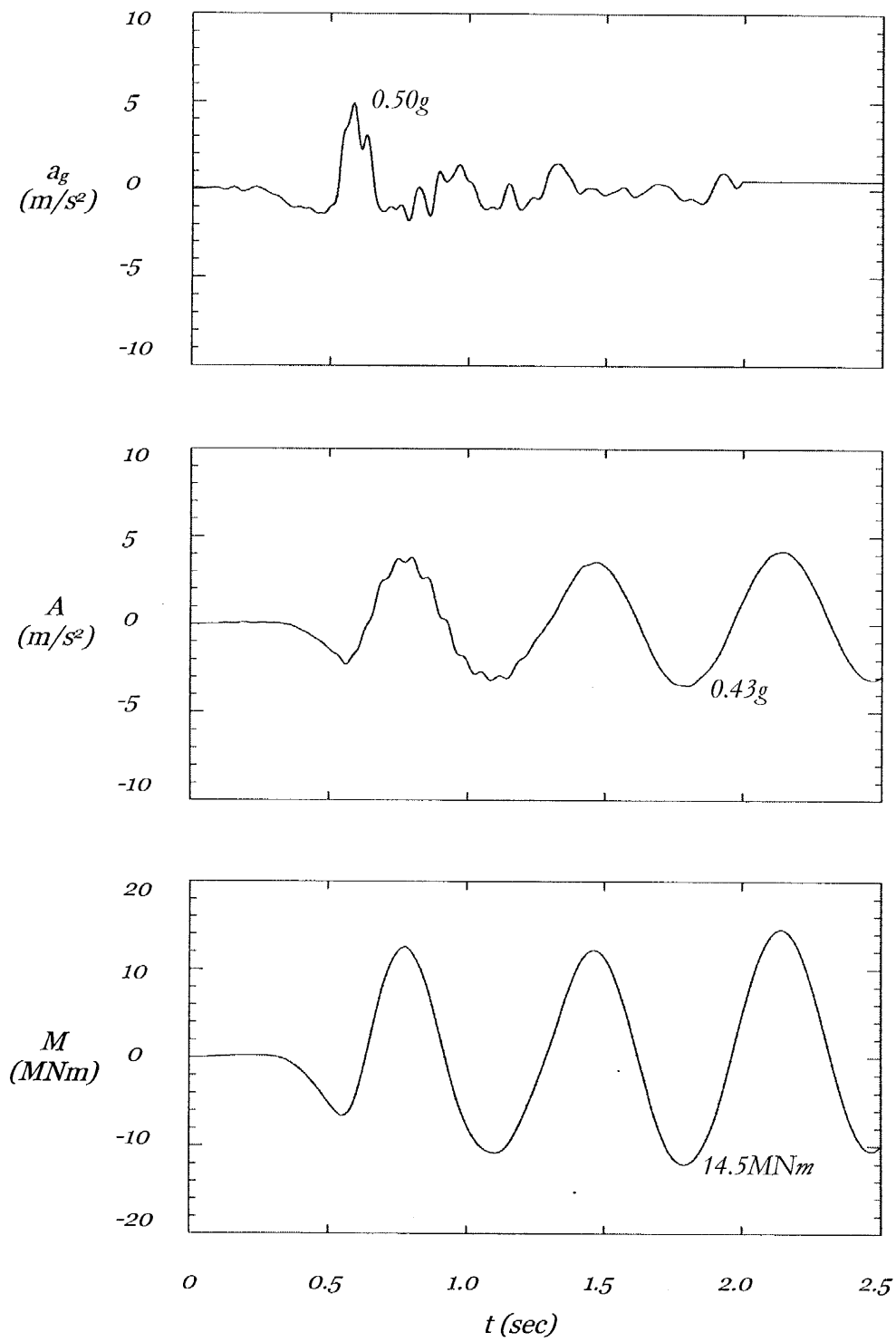
Σχήμα 3.11

Διέγερση Καλαμάτας 1986 (Νομαρχία)



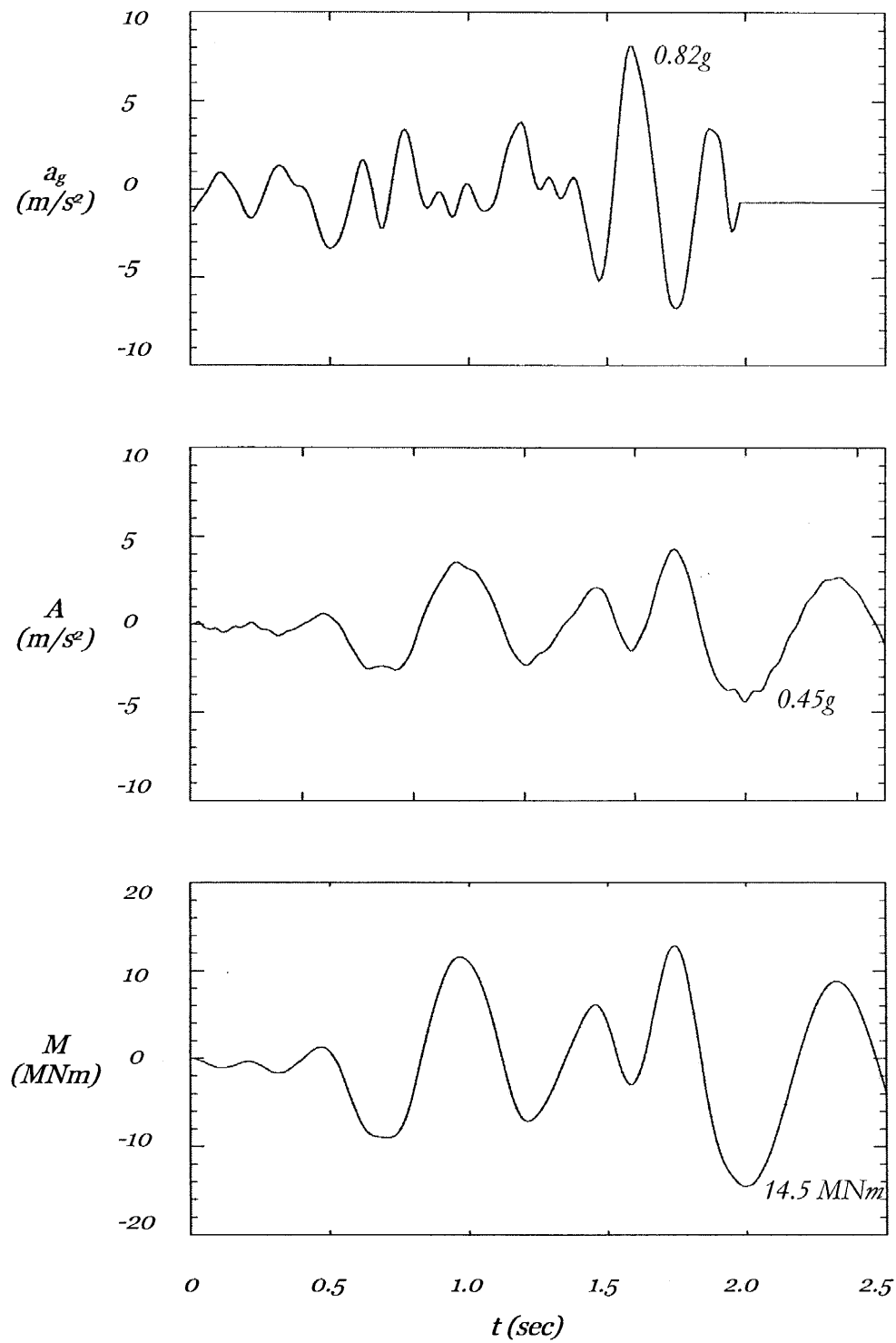
Σχήμα 3.12

Διέγερση Πύργου 1993



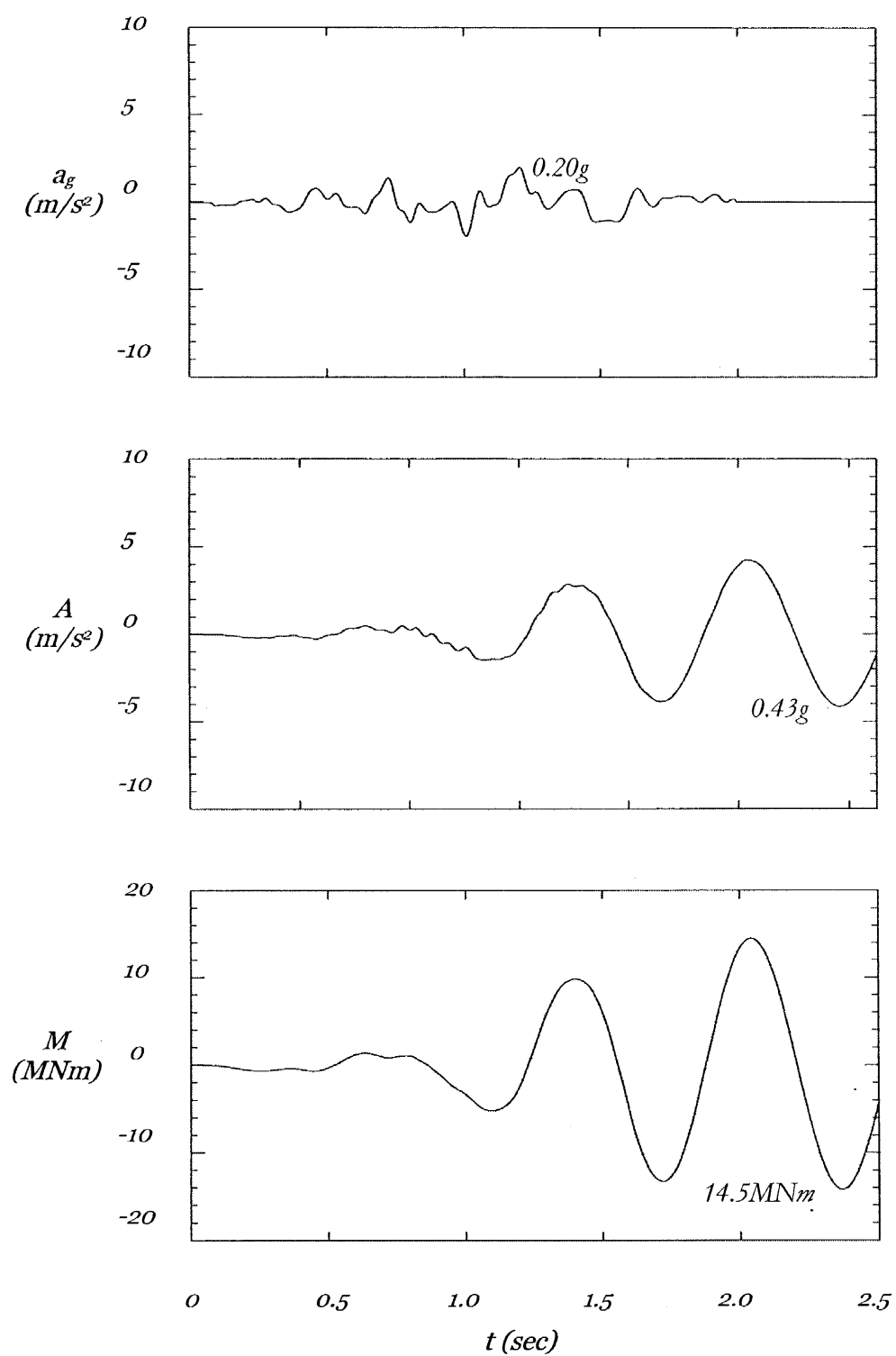
Σχήμα 3.13

Διέγερση Parkfield (Temblor) 1996



Σχήμα 3.14

Διέγερση Αθήνας 1999 (ΚΕΔΕ-long)



Σχήμα 3.15

• 3-διάστατη Γραμμική Ανάλυση

Για την προσομοίωση της τρισδιάστατης γεωμετρίας του υδατοπύργου, έγινε χρήση των λογισμικών κωδικών πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS και PATRAN. Στο προσομοίωμα ο υδατόπυργος έχει αντικατασταθεί από στοιχεία κελύφους, ενώ το νερό από τρισδιάστατα (3D) υβριδικά στοιχεία συνεχούς μέσου. Με το προσομοίωμα αυτό εκτελέστηκαν οι εξής αναλύσεις :

- ανάλυση ιδιομορφών
- αριθμητική ανάλυση εν-χρόνω της σεισμικής απόκρισης. Ως διέγερση χρησιμοποιήθηκαν διάφορα πιθανά σεισμικά επιταχυνσιογραφήματα καταλλήλως τροποποιημένα (βλ. κεφ.6).
- στατική ανάλυση με μοναδιαία οριζόντια δύναμη στο κέντρο της ενεργού μάζας (με βάση την πρώτη ιδιομορφή) του υδατοπύργου. Σκοπός της ανάλυσης αυτής είναι να προσδιοριστεί η σχέση που συνδέει την επιτάχυνση στην μάζα του δομήματος με τις αναπτυσσόμενες στον φορέα αξονικές διαμήκεις παραμορφώσεις στις ακραίες ίνες.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής (με σχεδόν γεμάτη δεξαμενή) εκτιμήθηκε ίση με $T \approx 0.80 \div 1.0$ sec. Οι αβεβαιότητες στην εκτίμηση αναφέρονται κυρίως στην συμπεριφορά των υλικών. Η συνολική μάζα του υδατοπύργου (πάντοτε με σχεδόν γεμάτη δεξαμενή) υπολογίστηκε περί τα 360 Mg, ενώ η ενεργός μάζα του με βάση την πρώτη ιδιομορφή περί τα 270 Mg. Η δεύτερη ιδιοπερίοδος (κατά την διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης) εκτιμήθηκε ίση με $T \approx 0.22$ sec.

Στα Σχήματα 3.16 και 3.17 παρουσιάζεται ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων. Στα Σχήματα 3.18–3.19 και 3.20–3.21 δείχνεται η πρώτη και δεύτερη ιδιομορφή του δομήματος (με σχεδόν γεμάτη δεξαμενή), αντιστοίχως κατά την κατεύθυνση της σεισμικής διέγερσης. Στο Σχήμα 3.22 απεικονίζονται οι ισοϋψείς των μετατοπίσεων της πρώτης ιδιομορφής (κανονικοποιημένες στην μονάδα).

Στο Σχήμα 3.23 παρουσιάζονται οι ισοϋφαίς των οριζοντίων μετακινήσεων για επιβολή μοναδιαίας δύναμης στο κέντρο ενεργού μάζας του υδατοπύργου (με βάση την πρώτη ιδιομορφή). Παρατηρούμε ότι οι ισοϋφαίς των μετακινήσεων σχεδόν ταυτίζονται με τις ισοϋφαίς των μετατοπίσεων της πρώτης ιδιομορφής, όπως και αναμέναμε βέβαια .

Στο Σχήμα 3.24 απεικονίζονται οι ισοϋφαίς της αξονικής (διαμήκους) ανηγμένης παραμόρφωσης. Παρατηρούμε ότι, όντως, η μέγιστη τιμή της παραμόρφωσης εμφανίζεται στην περιοχή των βλαβών του υδατοπύργου. Το συμπέρασμα αυτό ενισχύει την αξιοπιστία του τριδιάστατου προσομοιώματος και τον ρεαλισμό των αναλύσεών μας.

Τα Σχήματα 3.25–3.29 απεικονίζουν την υπολογισθείσα δυναμική απόκριση του δομήματος υπό την μορφή της χρονικής μεταβολής της επιτάχυνσης στο κέντρο της ενεργού μάζας του υδατοπύργου, και της αξονικής διαμήκους παραμόρφωσης στην περιοχή όπου αυτή λαμβάνει την μέγιστη τιμή της, για διεγέρσεις, με τις καταγραφές των Σεπολίων, Πύργου, Parkfield, Κ.Ε.Δ.Ε., Καλαμάτας, αντιστοίχως .

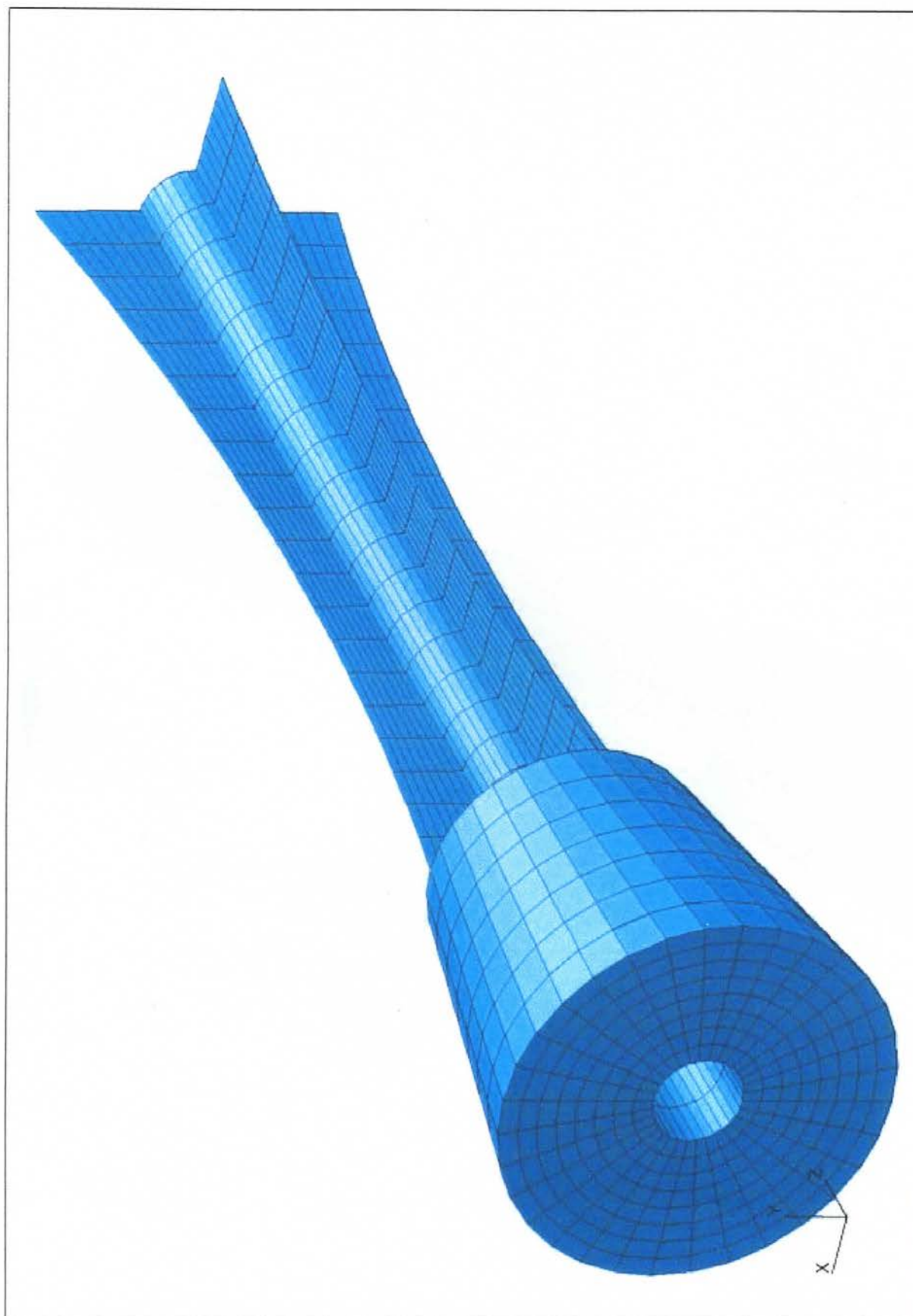
Παρατηρούμε ότι η διέγερση αυτή προκαλεί επιτάχυνση στο κέντρο της δεξαμενής ίση με 0.21 g και αξονική παραμόρφωση 0.035% περίπου. Η παρατηρηθείσα βλάβη αντιστοιχεί σε μιάμιση έως δύο φορές περίπου μεγαλύτερη παραμόρφωση . Η αντίστοιχη αυξημένη (με επικλιμάκιο αναγωγή) διέγερση στην βάση, δίνει φασματική επιτάχυνση \bar{S}_A στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής T.

Όλες οι διεγέρσεις στην βάση έχουν τροποποιηθεί (με επικλιμάκιο αναγωγή) ώστε η αποκρινομένη μέγιστη αξονική παραμόρφωση του υδατοπύργου (στην περιοχή των παρατηρηθεισών βλαβών) να είναι ίση με 0.05% περίπου. Η παραμόρφωση αυτή εκτιμάται ότι αντιστοιχεί στις παρατηρηθείσες βλάβες.

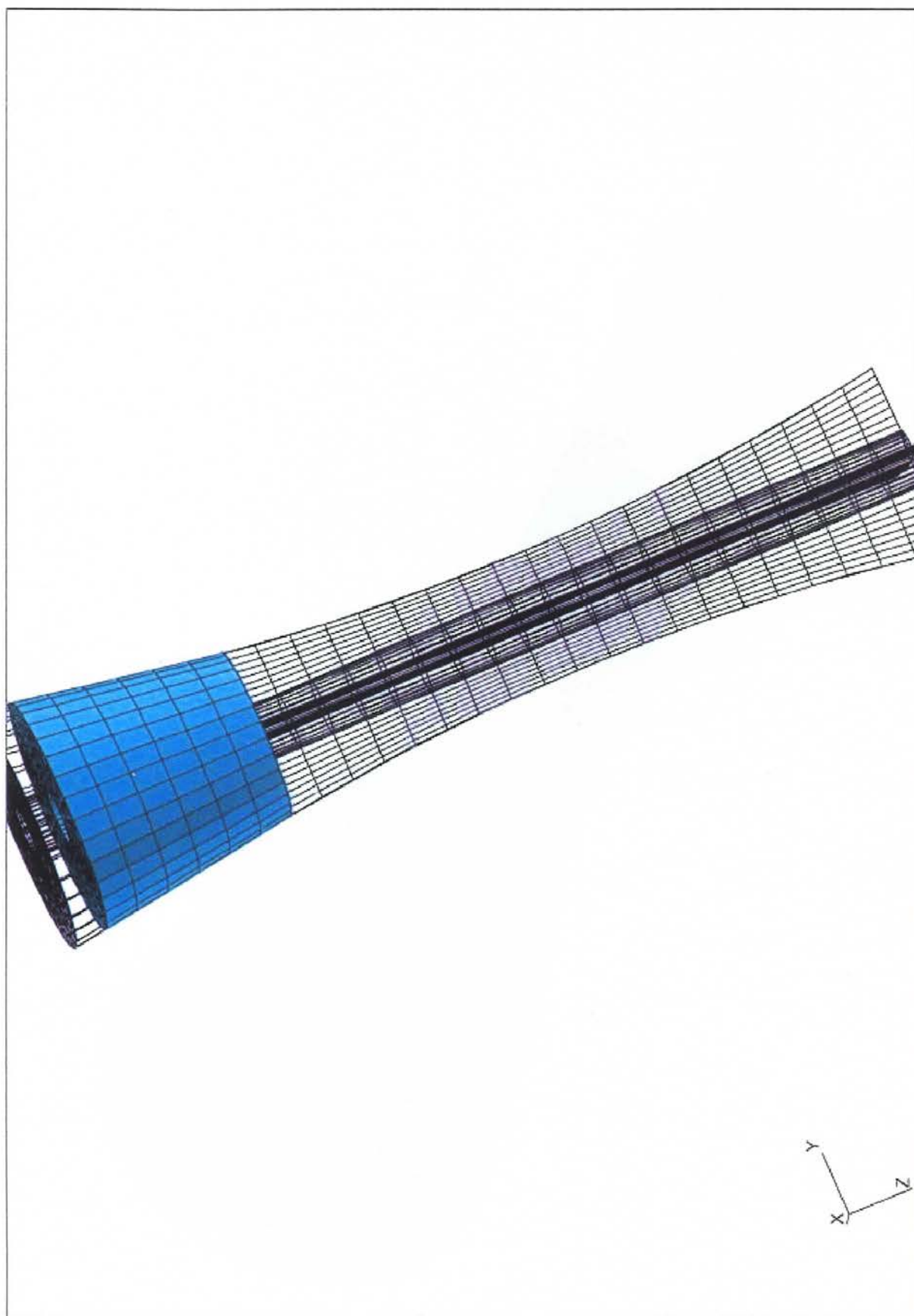
Με βάση αυτές τις τροποποιημένες σεισμικές διεγέρσεις έχει διεκπεραιωθεί η πρώτη ομάδα αναλύσεων για την οικοδομή των Θρακομακεδόνων (παρ.5.1).

Έτσι, λαμβάνοντας υπόψη και τις πιθανές αβεβαιότητες στους υπολογισμούς, καταλήγουμε στο εξής εύρος τιμών “ενεργού” φασματικής επιτάχυνσης και ιδιοπεριόδου :

$$\bar{S}_A \approx 0.35 \text{ g} , \quad T \approx 0.75 \div 0.90 \text{ sec}$$



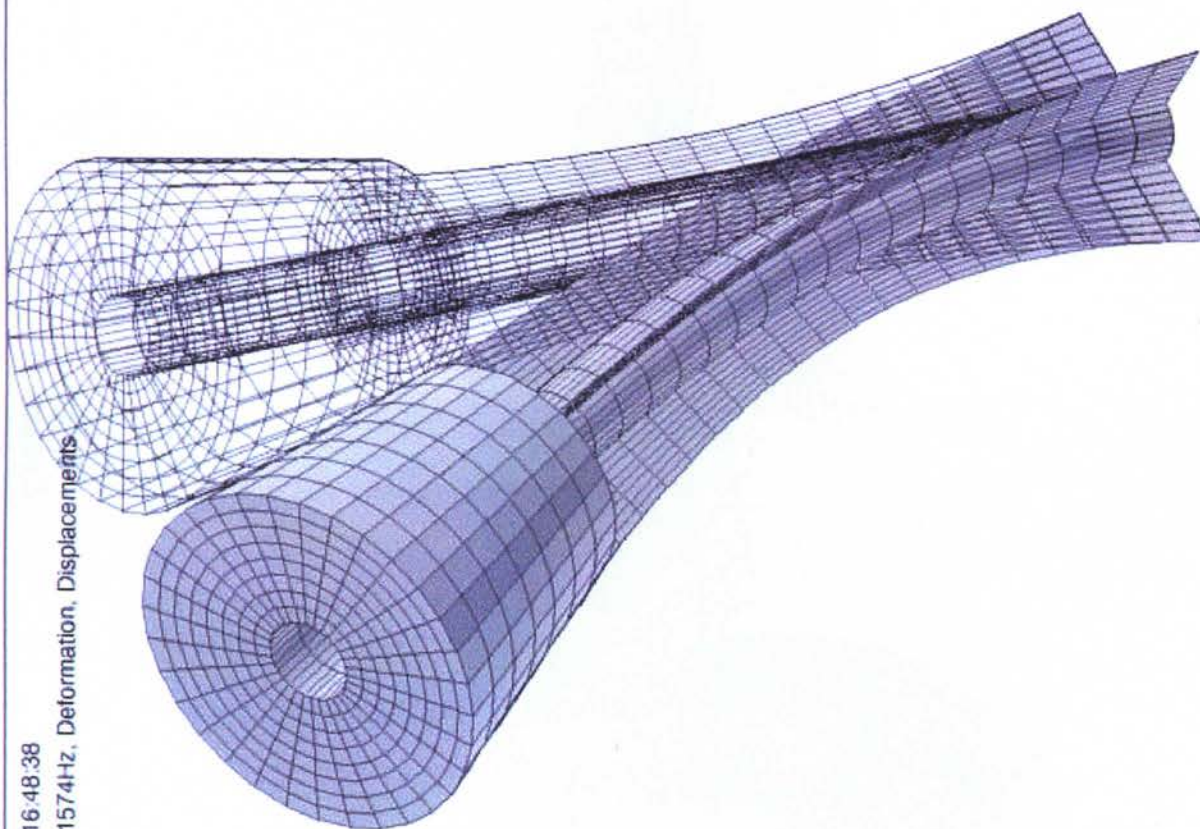
Σχήμα 3.16
Ο κάνναβος των Π.Σ.



Σχήμα 3.17
Ο κάνναβος των Π.Σ.

MSC/PATRAN Version 8.0 20-Apr-00 16:48:38

Deform: Default, Step1, Mode1, Freq=1, 1574Hz, Deformation, Displacements



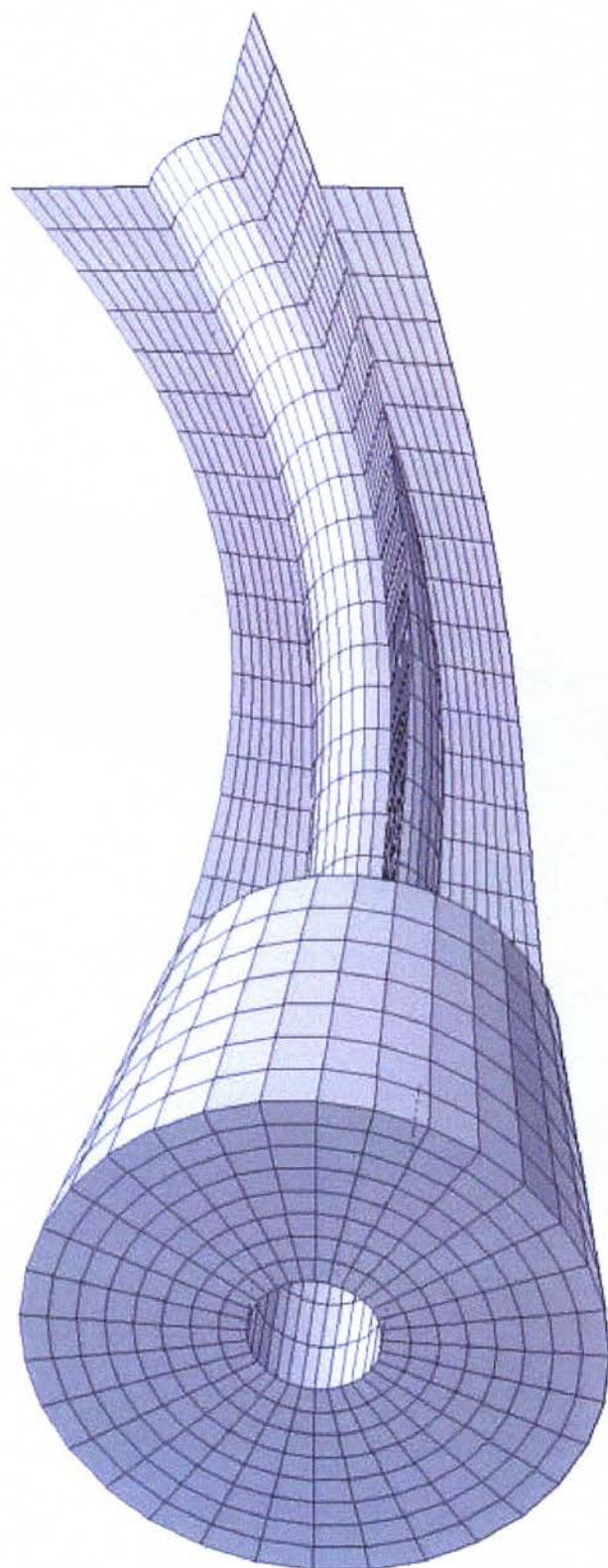
default_Deformation :
Max 1.00+00 @Nd 1

Σχήμα 3.18

Ο κάρναβος των Π.Σ. και η πρώτη ιδιομορφή του υδατόπυργου

MSC/PATRAN Version 8.0 20-Apr-00 16:34:26

Deform: Default, Step 1, Mode 1, Freq=1, 1574Hz, Deformation, Displacements, (NON-LAYERED)



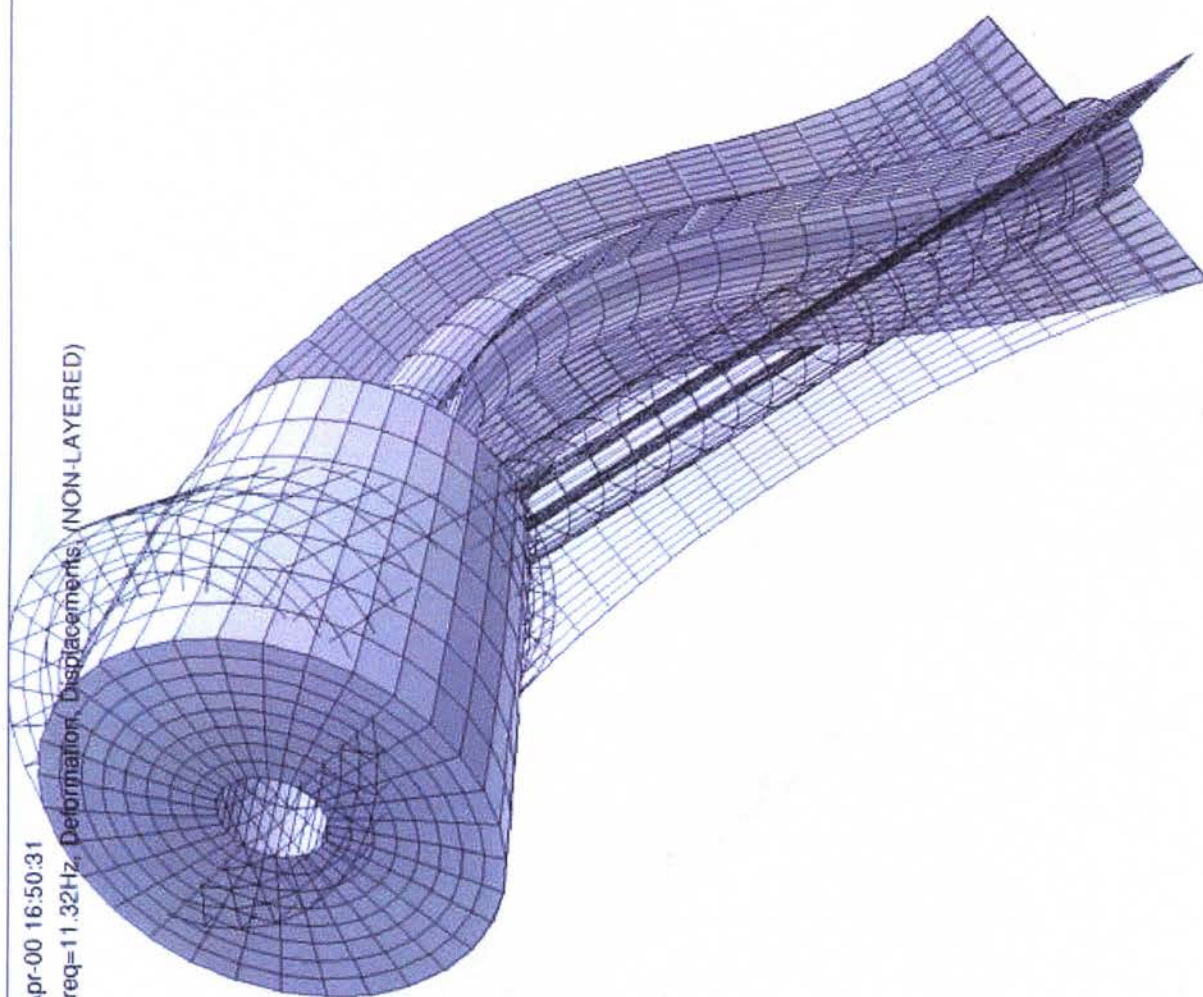
default_Deformation :
Max 1.00+00 @Nd 1

Σχήμα 3.19

Ο κάρναβος των Π.Σ. και η πρώτη ιδιομορφή του υδατόπυργου

MSC/PATRAN Version 8.0 20-Apr-00 16:50:31

Deform: Default, Step 1, Mode 4, Freq=11.32Hz, Deformation Displacements, (NON-LAYERED)



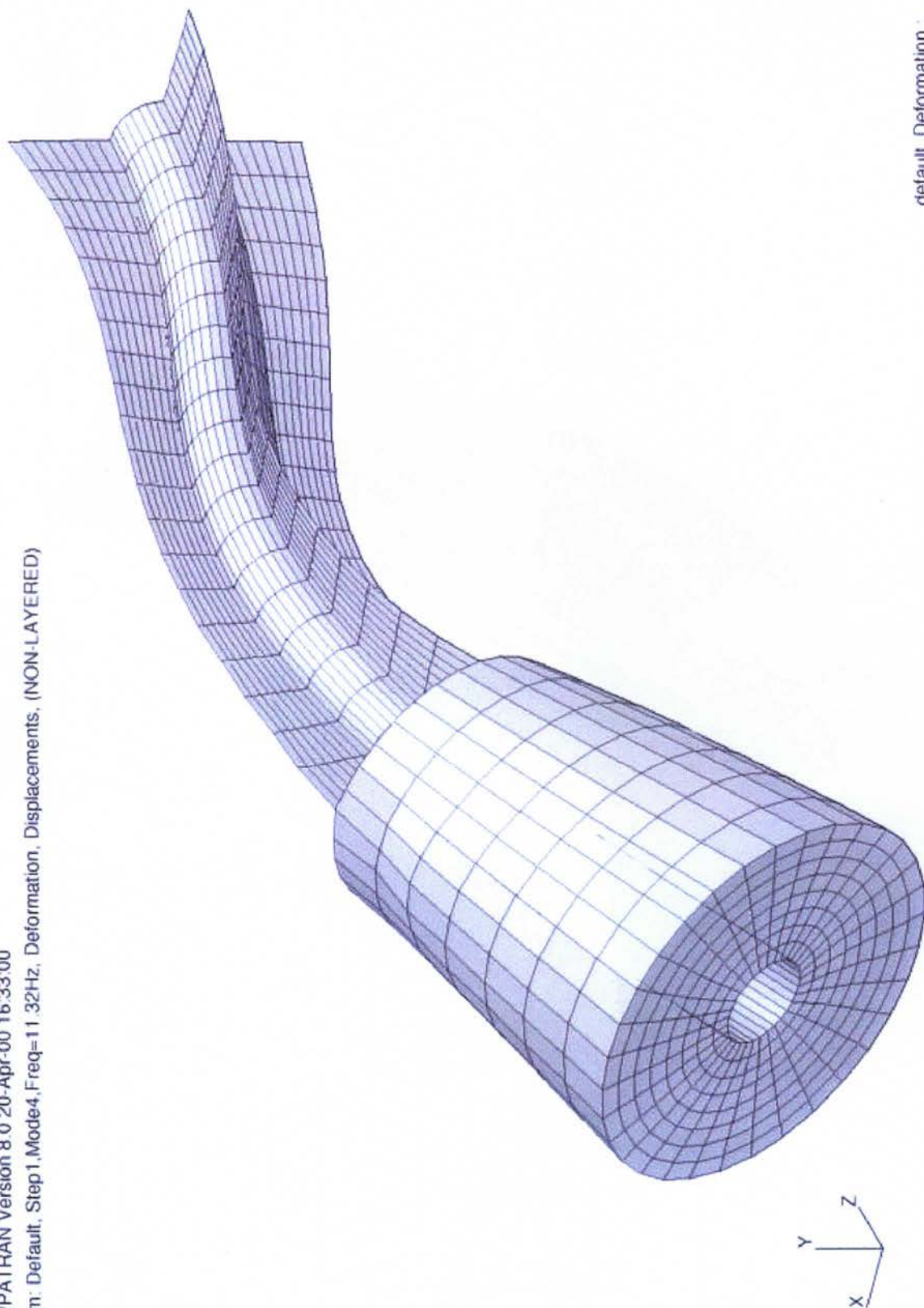
default Deformation :
Max 1.01+00 @Nd 73

Σχήμα 3.20

Ο κάνναβος των Π.Σ. και η δεύτερη ιδιομορφή του υδατόπυργου

MSC/PATRAN Version 8.0 20-Apr-00 16:33:00

Deform: Default, Step1, Mode4, Freq=11.32Hz, Deformation, Displacements, (NON-LAYERED)



default_Deformation :
Max 1.01+00 @Nd 73

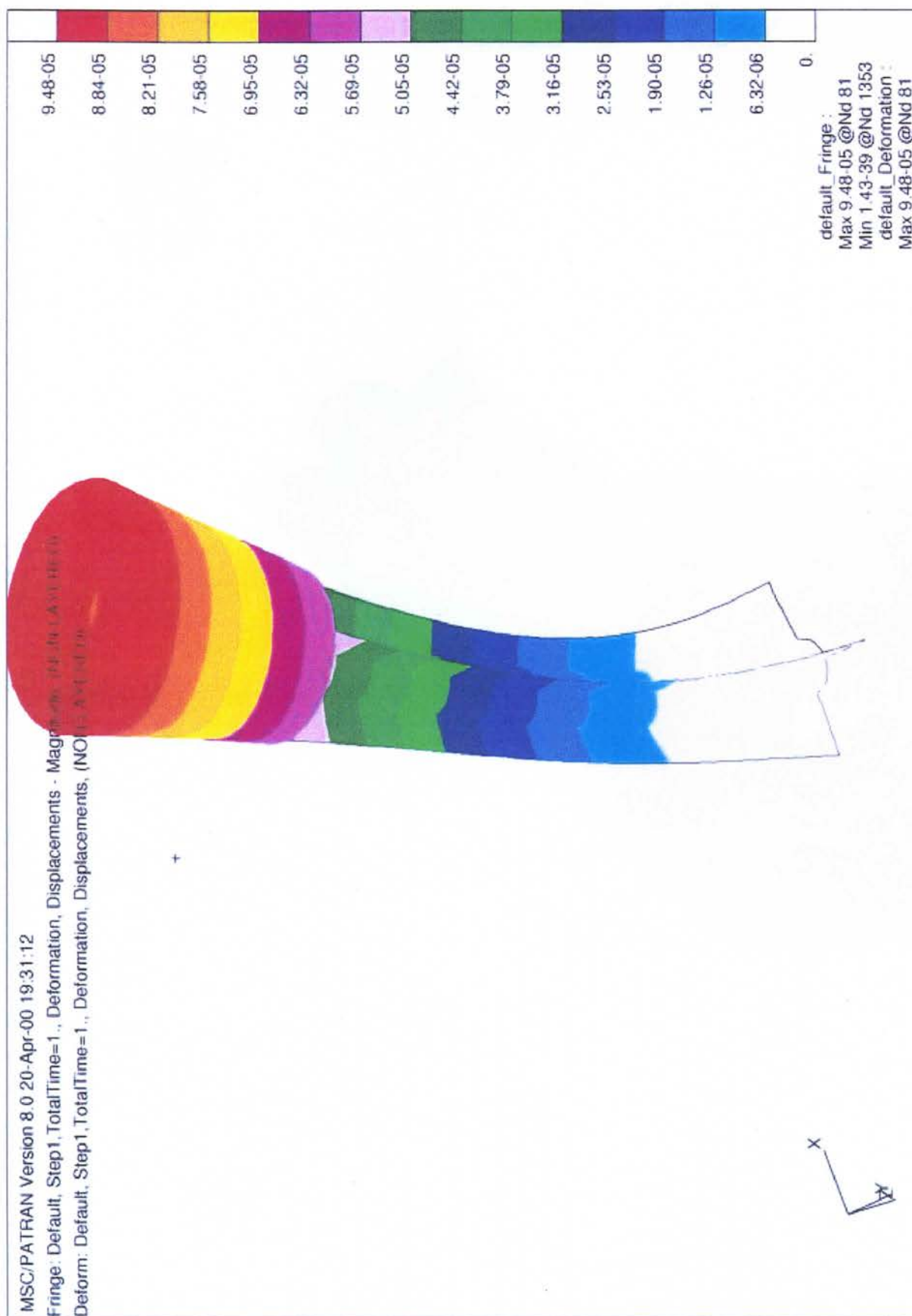
Σχήμα 3.21

Ο κάρναβος των Π.Σ. και η δεύτερη ιδιομορφή του υδατόπυργου



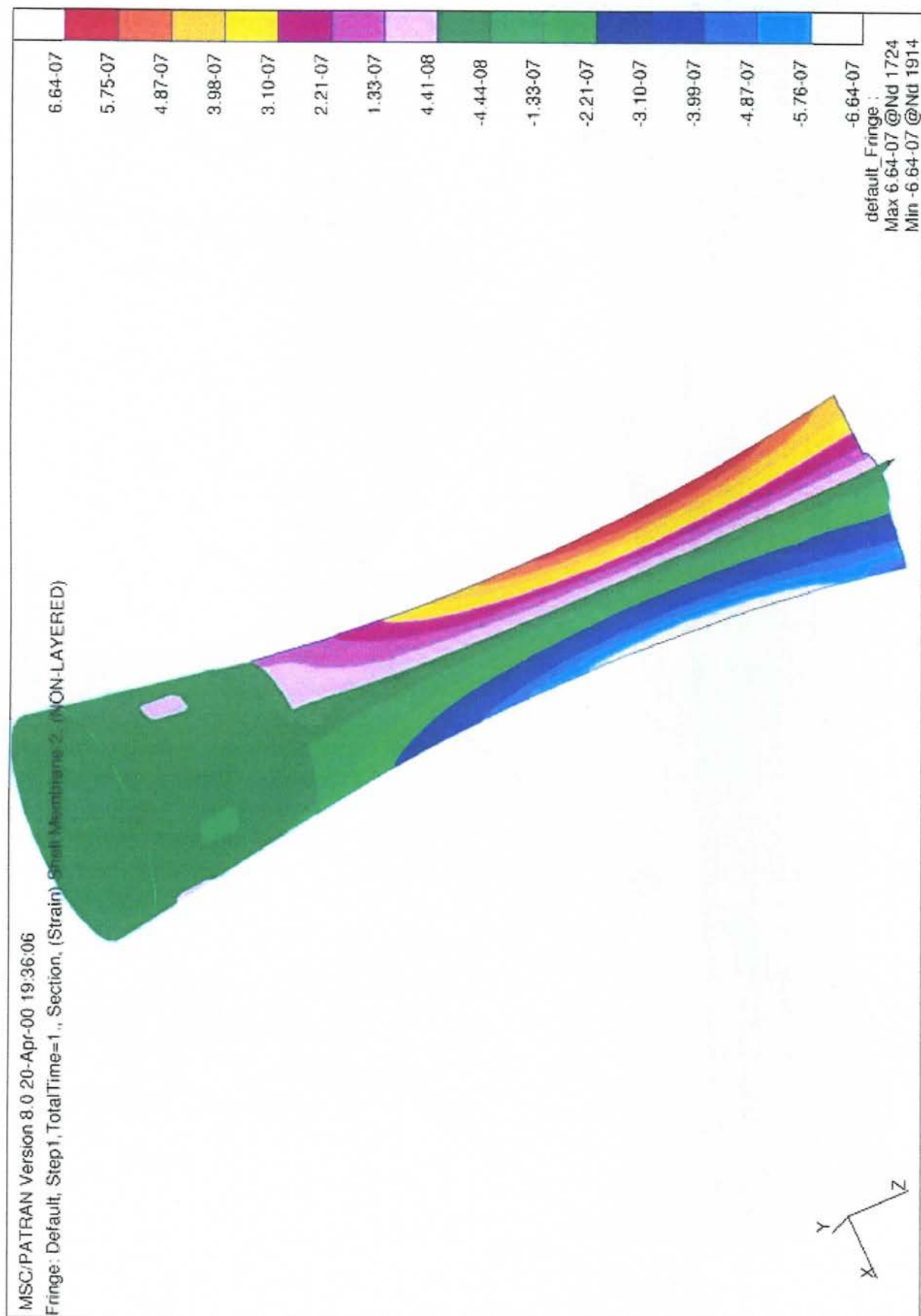
Σχήμα 3.22

Οι ισουψείς των μετατοπίσεων της πρώτης ιδιομορφής (κανονικοποιημένες στην μονάδα)



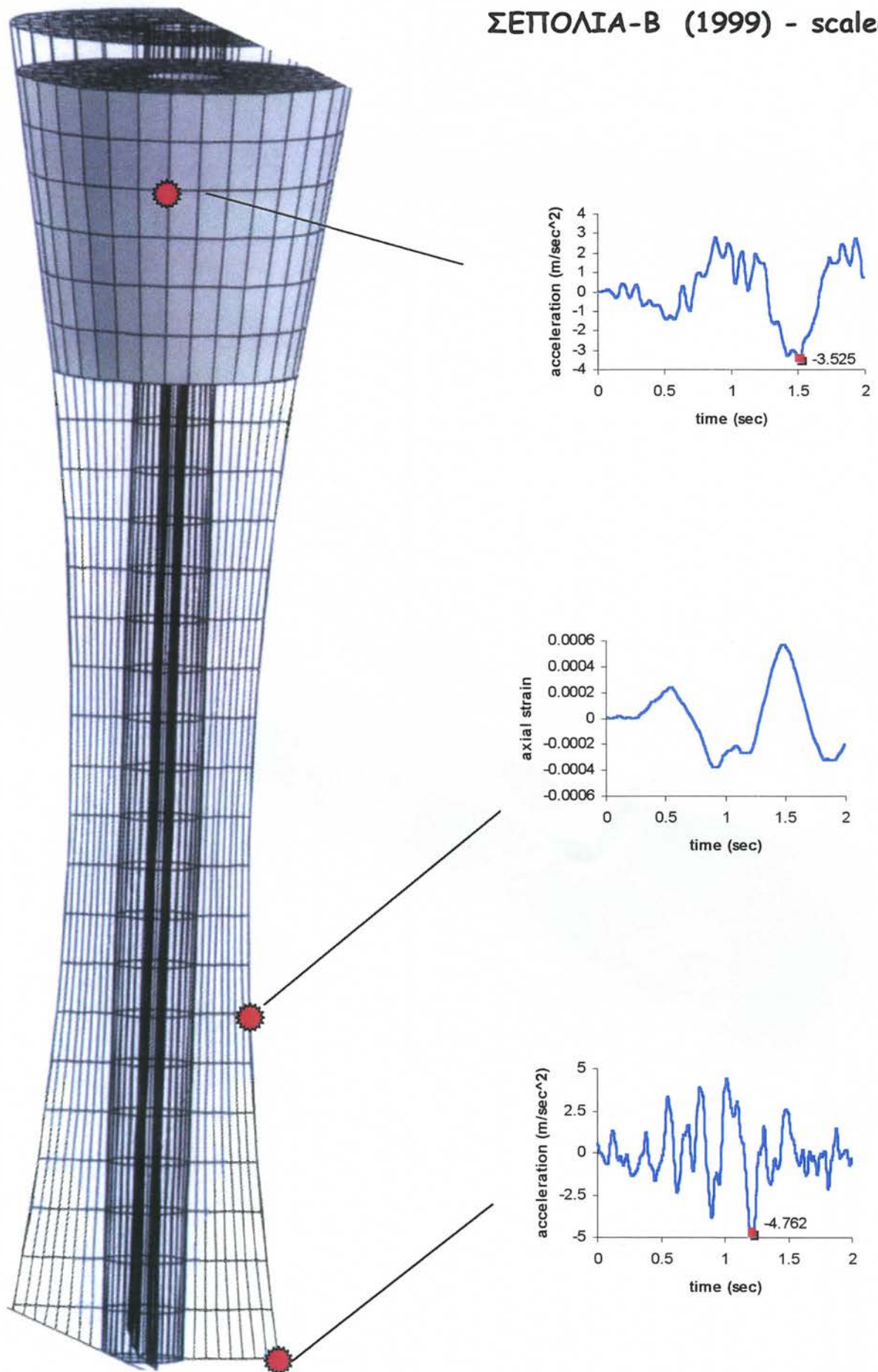
Σχήμα 3.23

Οι ισοψείς των οριζοντίων μετατοπίσεων για επιβολή μοναδιαίας δύναμης στο κέντρο ενεργούς μάζας του υδατοπύργου (με βάση την πρώτη ιδιομορφή)

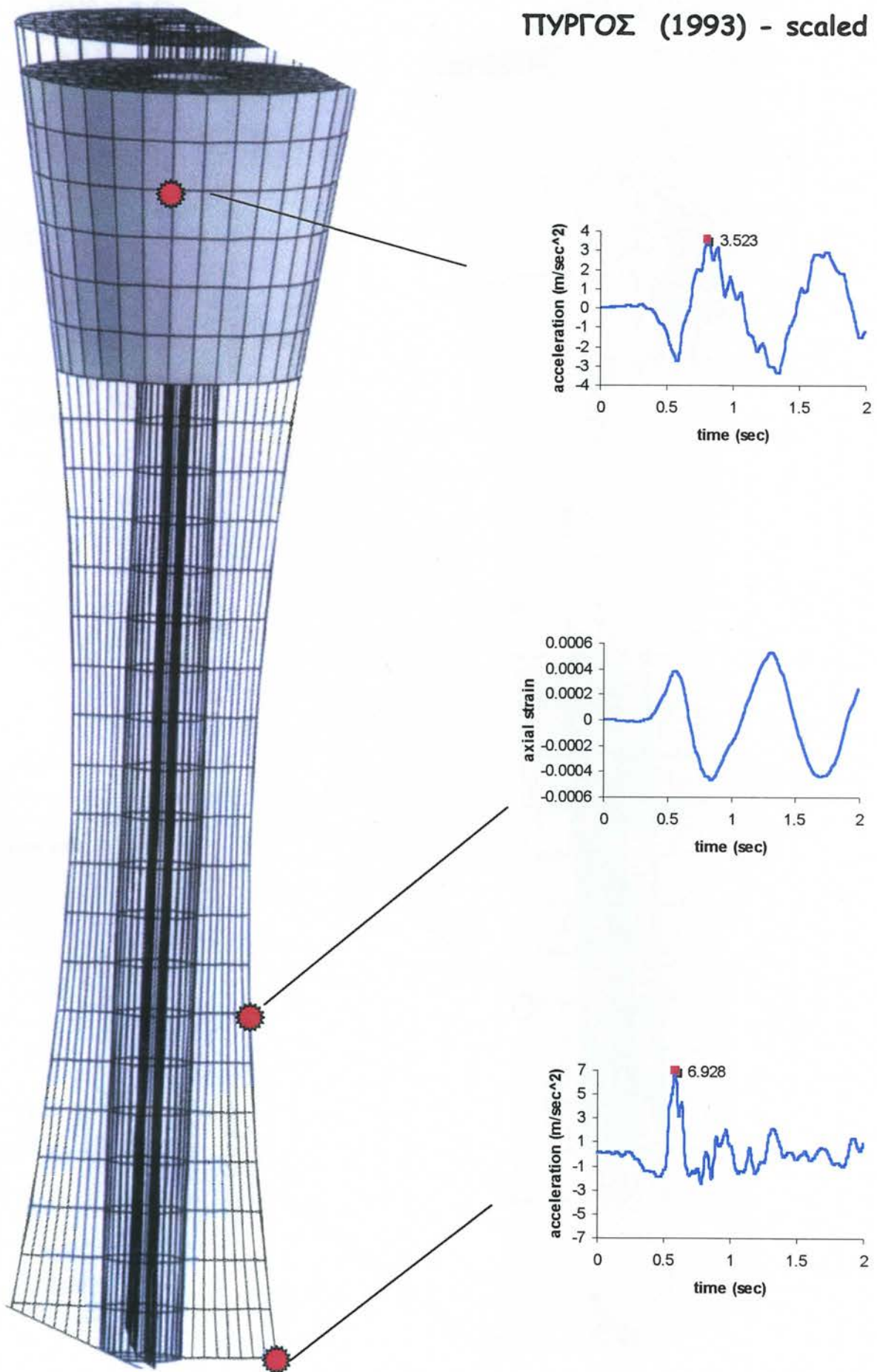


Σχήμα 3.24

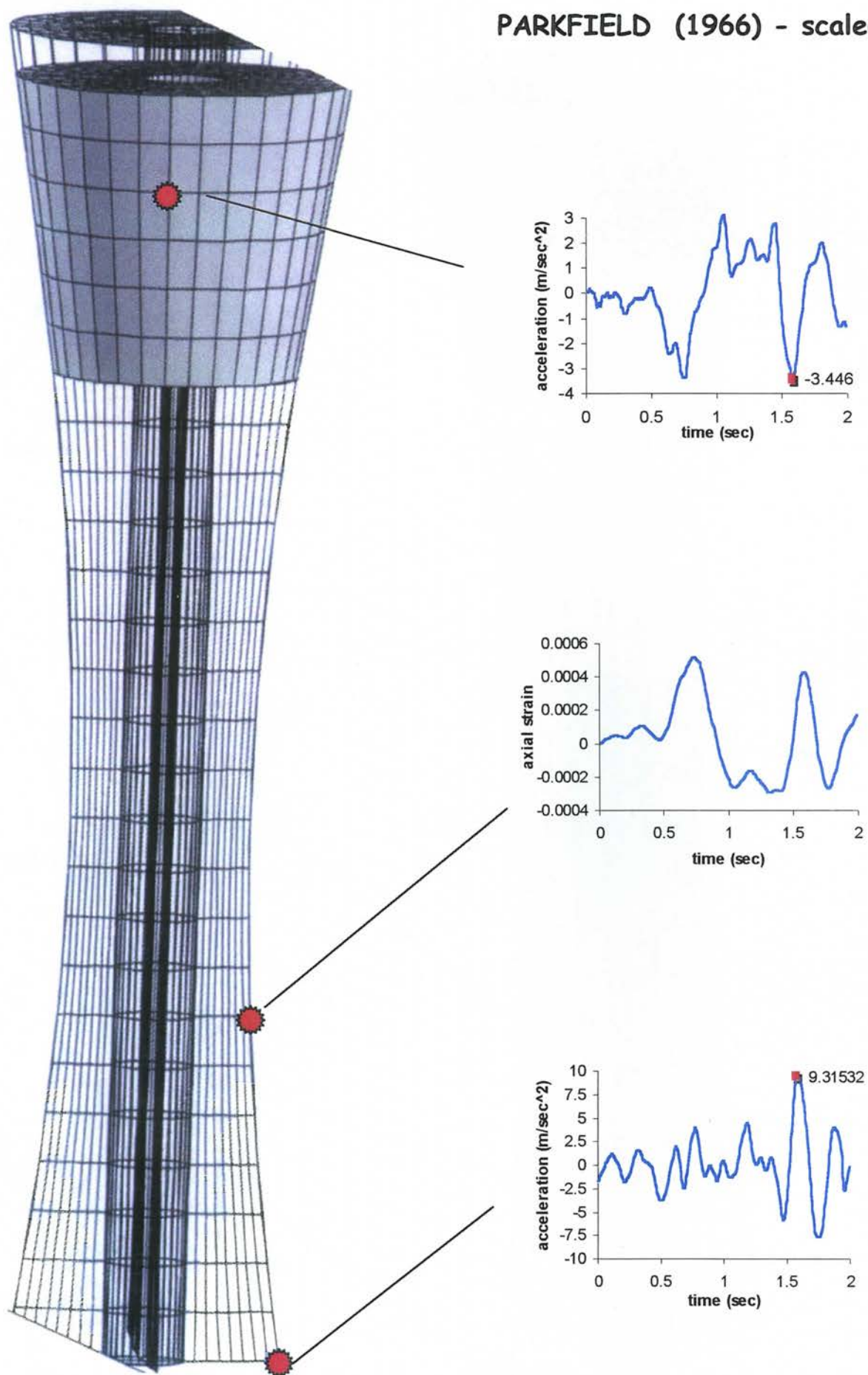
Οι ισουψείς της αξονικής (διαμήκους) ανηγμένης παραμόρφωσης



Σχήμα 3.25
Δυναμική απόκριση υδατοπύργου

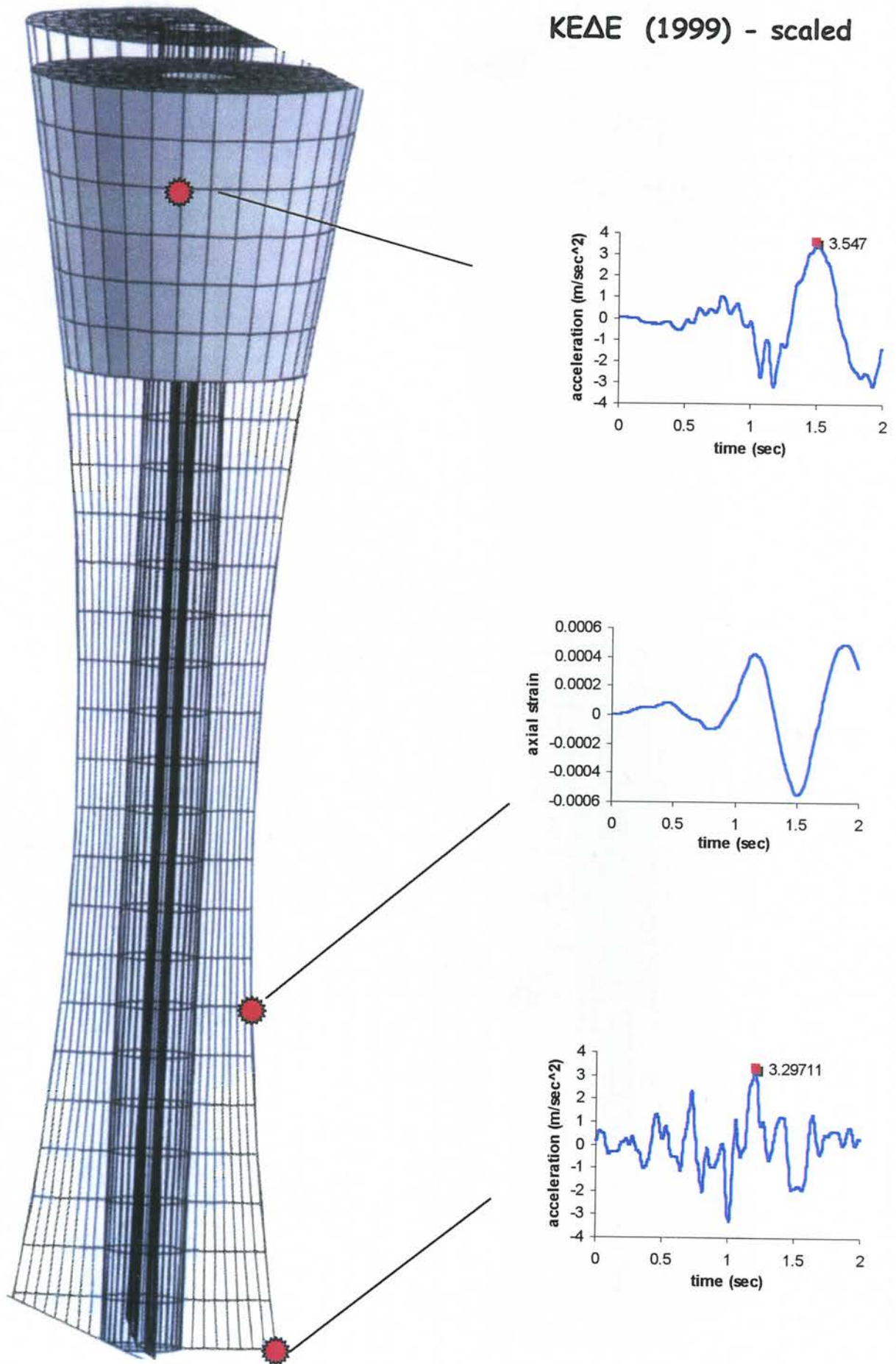


Σχήμα 3.26
Δυναμική απόκριση υδατοπύργου

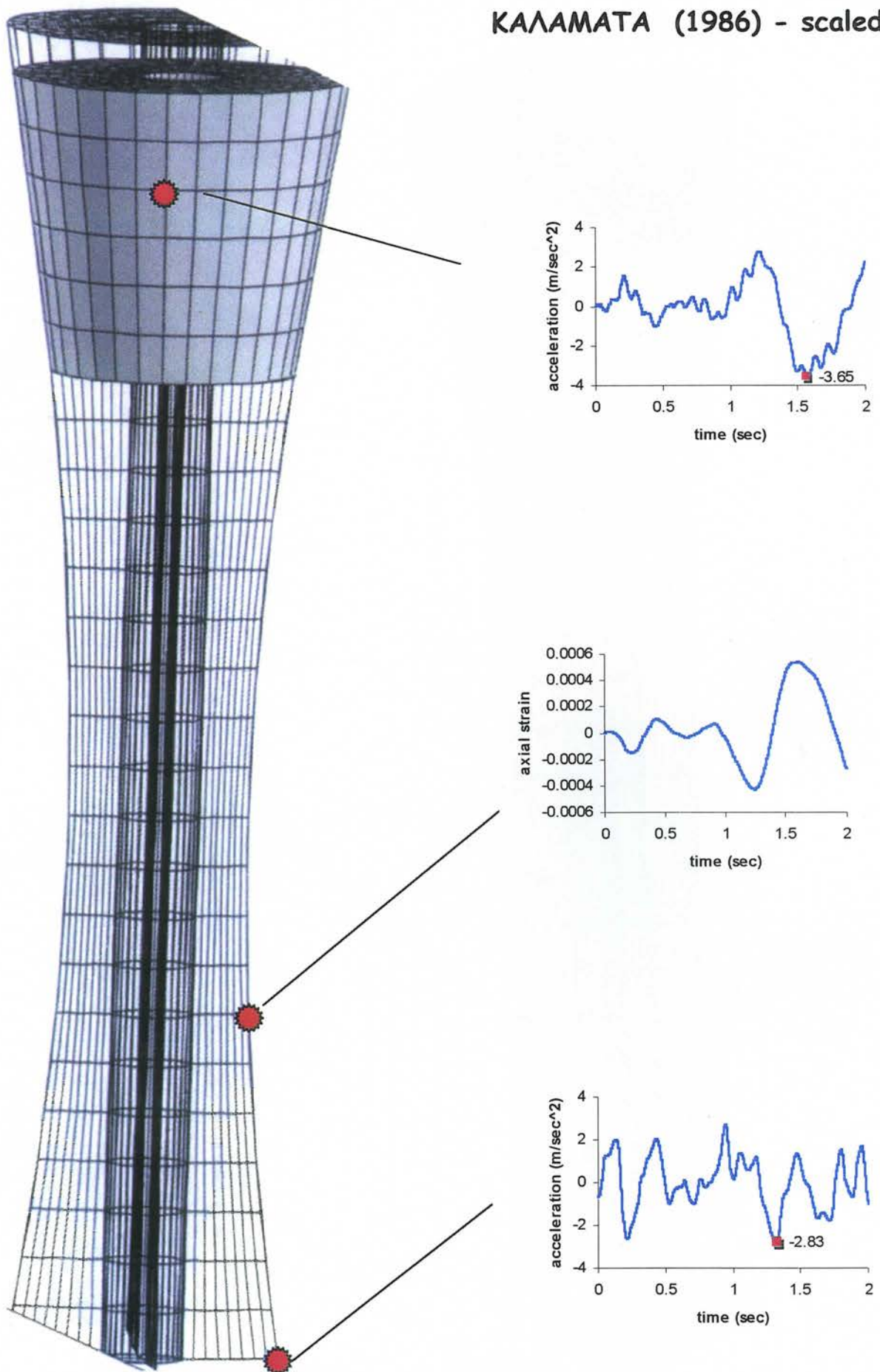


Σχήμα 3.27
Δυναμική απόκριση υδατοπύργου

ΚΕΔΕ (1999) - scaled



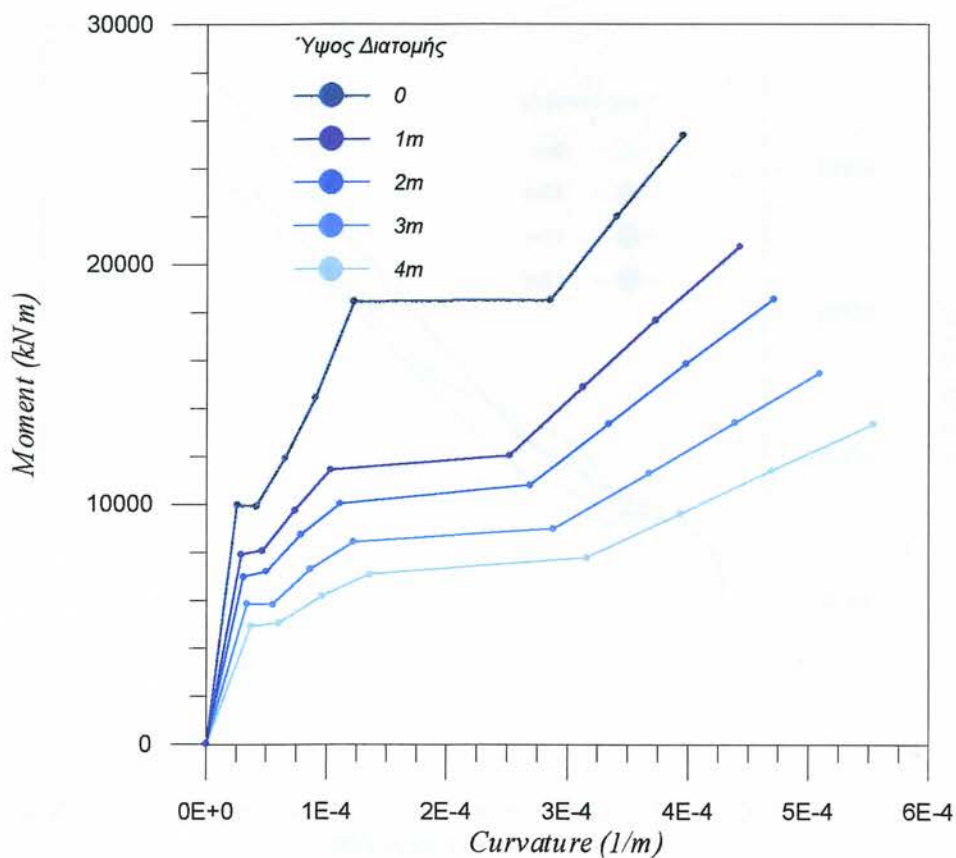
Σχήμα 3.28
Δυναμική απόκριση υδατοπύργου



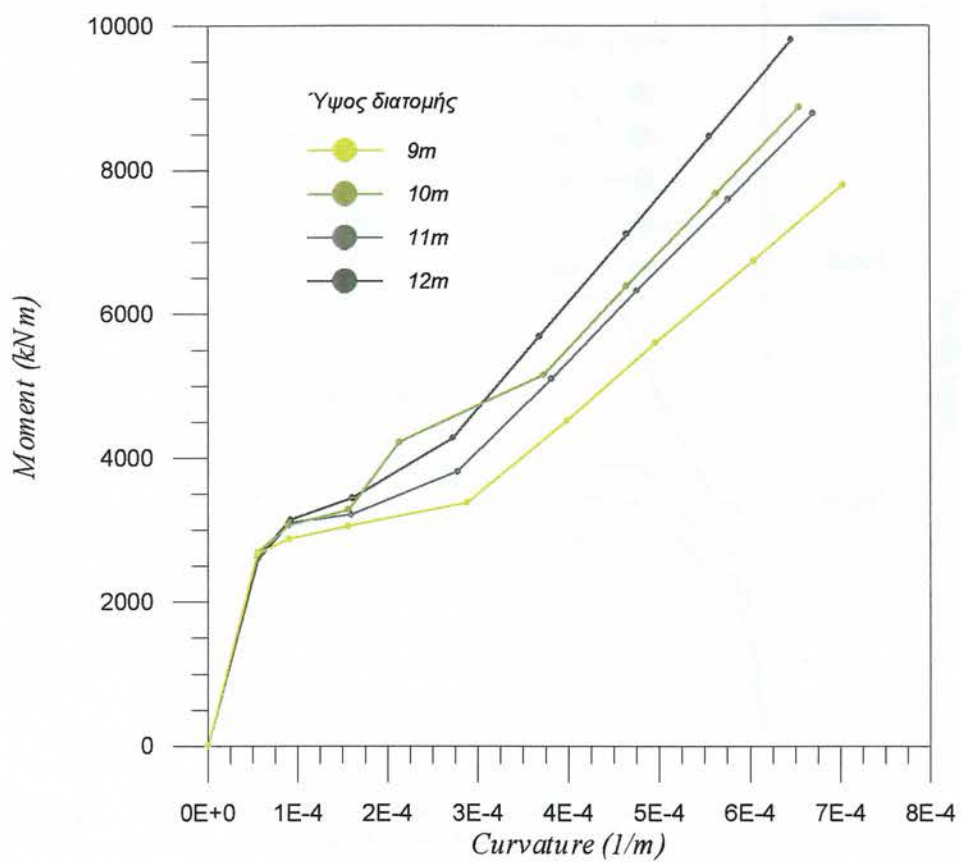
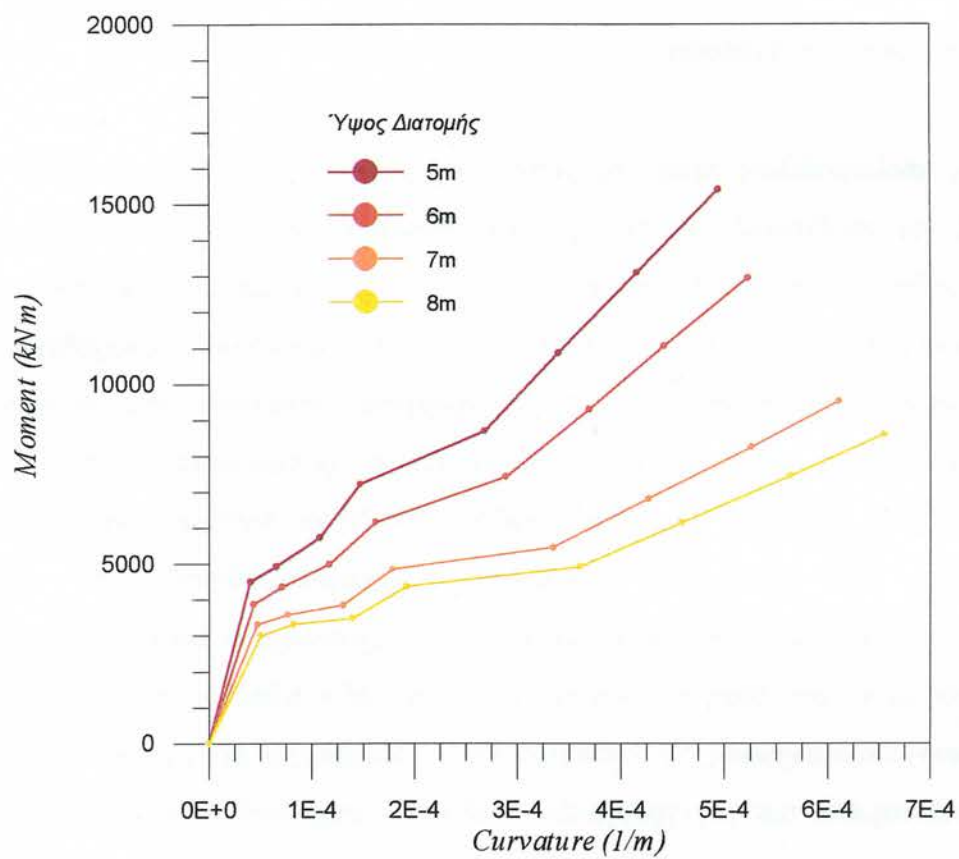
Σχήμα 3.29
Δυναμική απόκριση υδατοπύργου

•1-δ Μη Γραμμική Ανάλυση

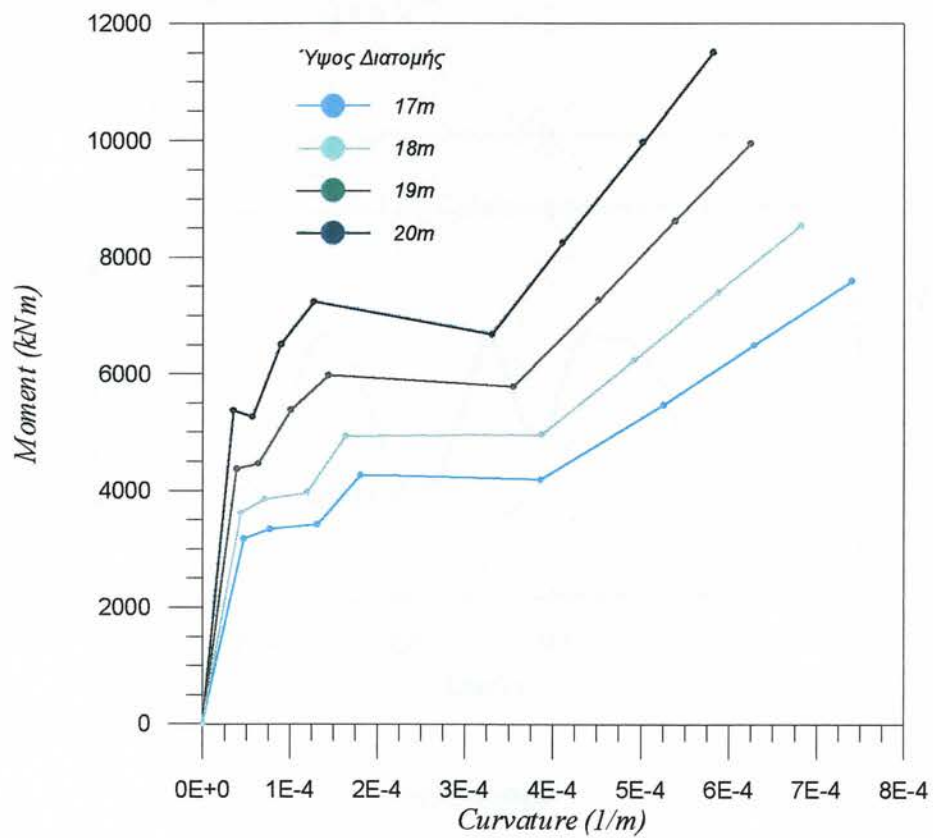
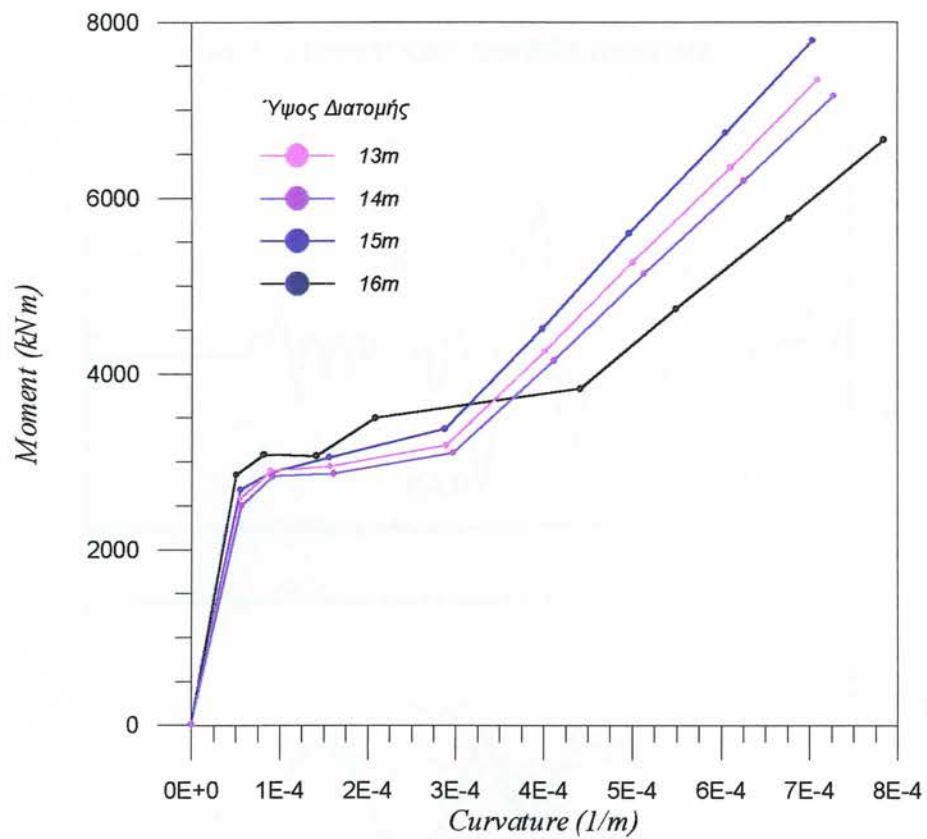
Από τις υπολογισθείσες τιμές της ροπής ρηγματώσεως καθ' ύψος του άξονα του κορμού, σε συνδυασμό με την μέγιστη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στις παρατηρηθείσες βλάβες φαίνεται ότι σε ένα σημαντικό τμήμα του υδατόπυργου, οι παραμορφώσεις ήταν αρκετά μεγάλες ώστε το ωπλισμένο σκυρόδεμα να συμπεριφερθεί ανελαστικά. Για τις μη γραμμικές αναλύσεις της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων όπως υπολογίστηκαν με χρήση λογισμικού κώδικα (BLAX) σε διατομές ανά ένα μέτρο καθ' ύψος. Ως σεισμικές διεγέρσεις χρησιμοποιήθηκαν τα πέντε επιταχυνσιογραφήματα των γραμμικών αναλύσεων τροποποιημένα ώστε αυτή τη φορά η μέγιστη ροπή στη θέση του λυγισμού να είναι $M \approx 4.5 MNm$ σύμφωνα με την εκτιμώμενη παραμόρφωση του οπλισμού και το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων. Τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων παρουσιάζονται στις επόμενες σελίδες.



Σχήμα 3.30

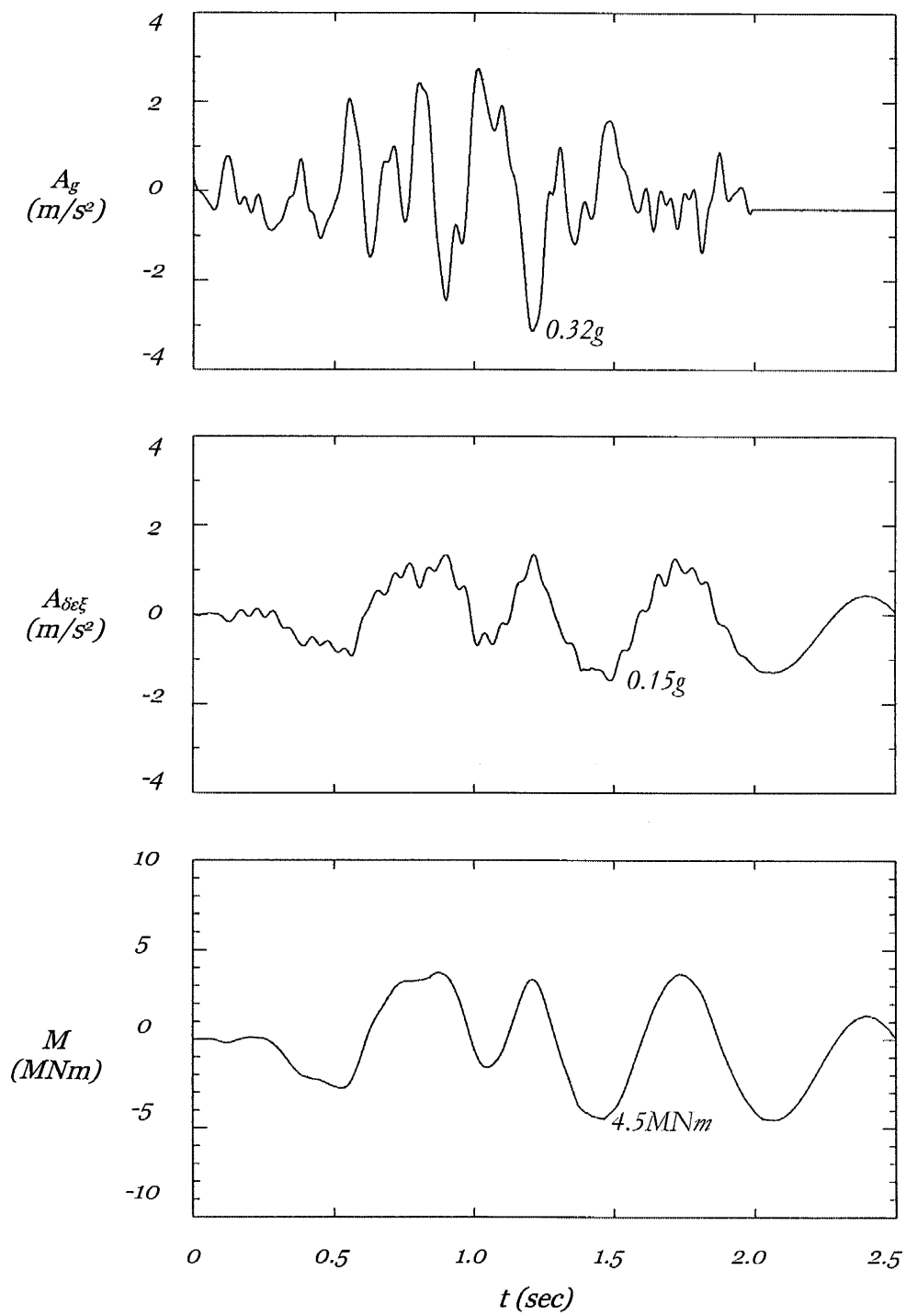


Σχήμα 3.31



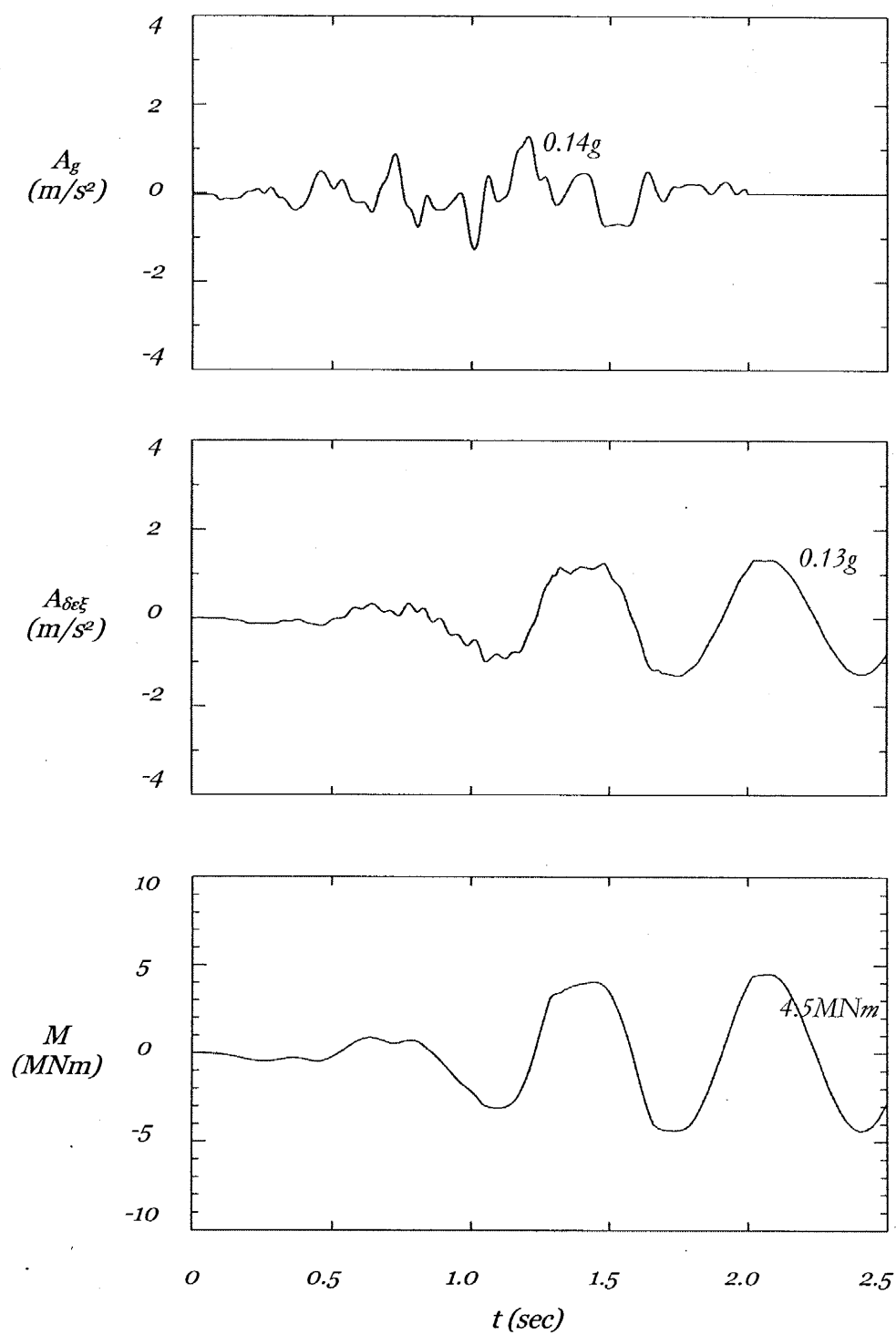
Σχήμα 3.32

Διέγερση Αθήνας 1999 (Σεπόλια-long)



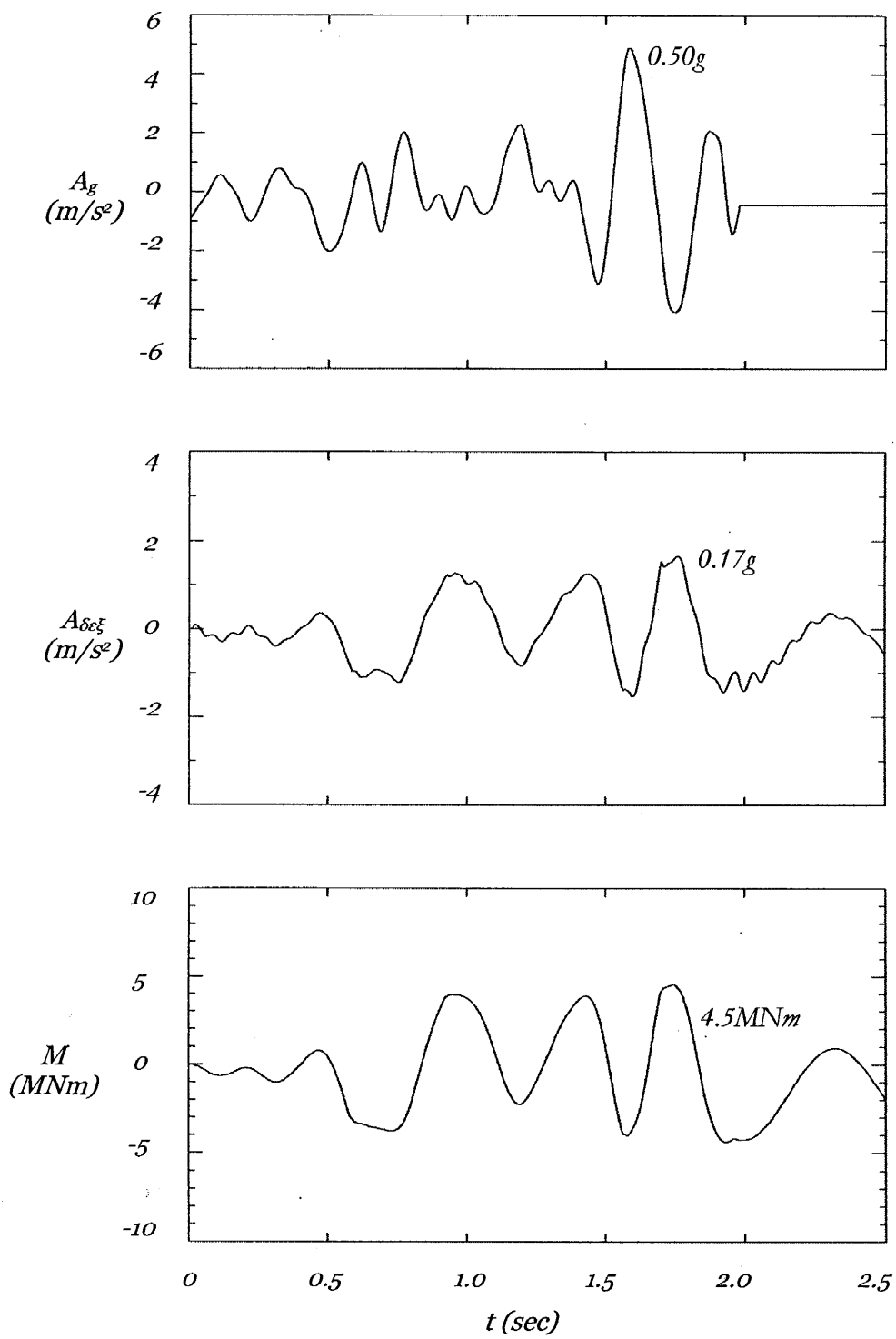
Σχήμα 3.33

Διέγερση Αθήνας 1999 (ΚΕΔΕ-long)



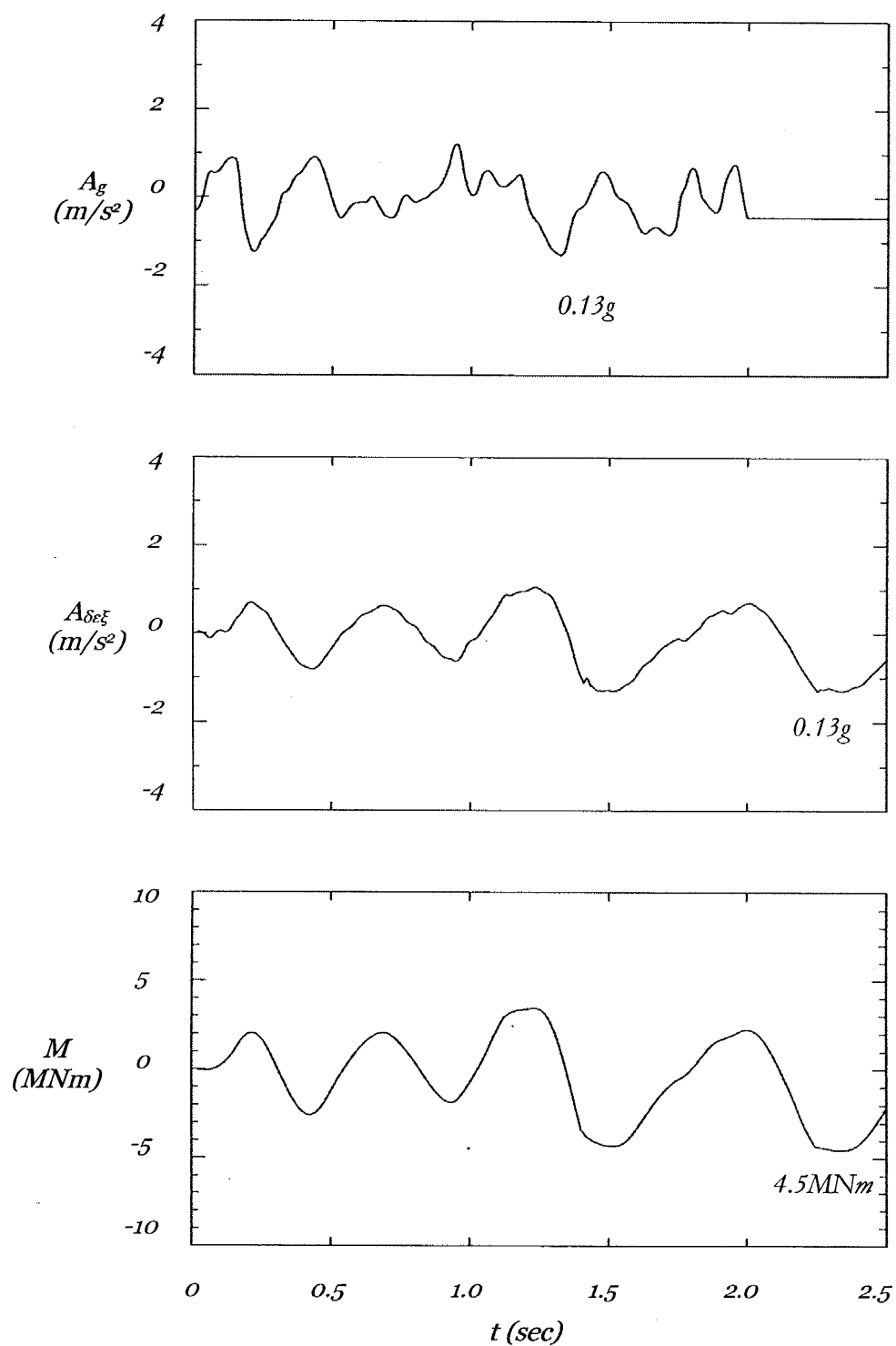
Σχήμα 3.34

Διέγερση Parkfield 1996 (Temblor)



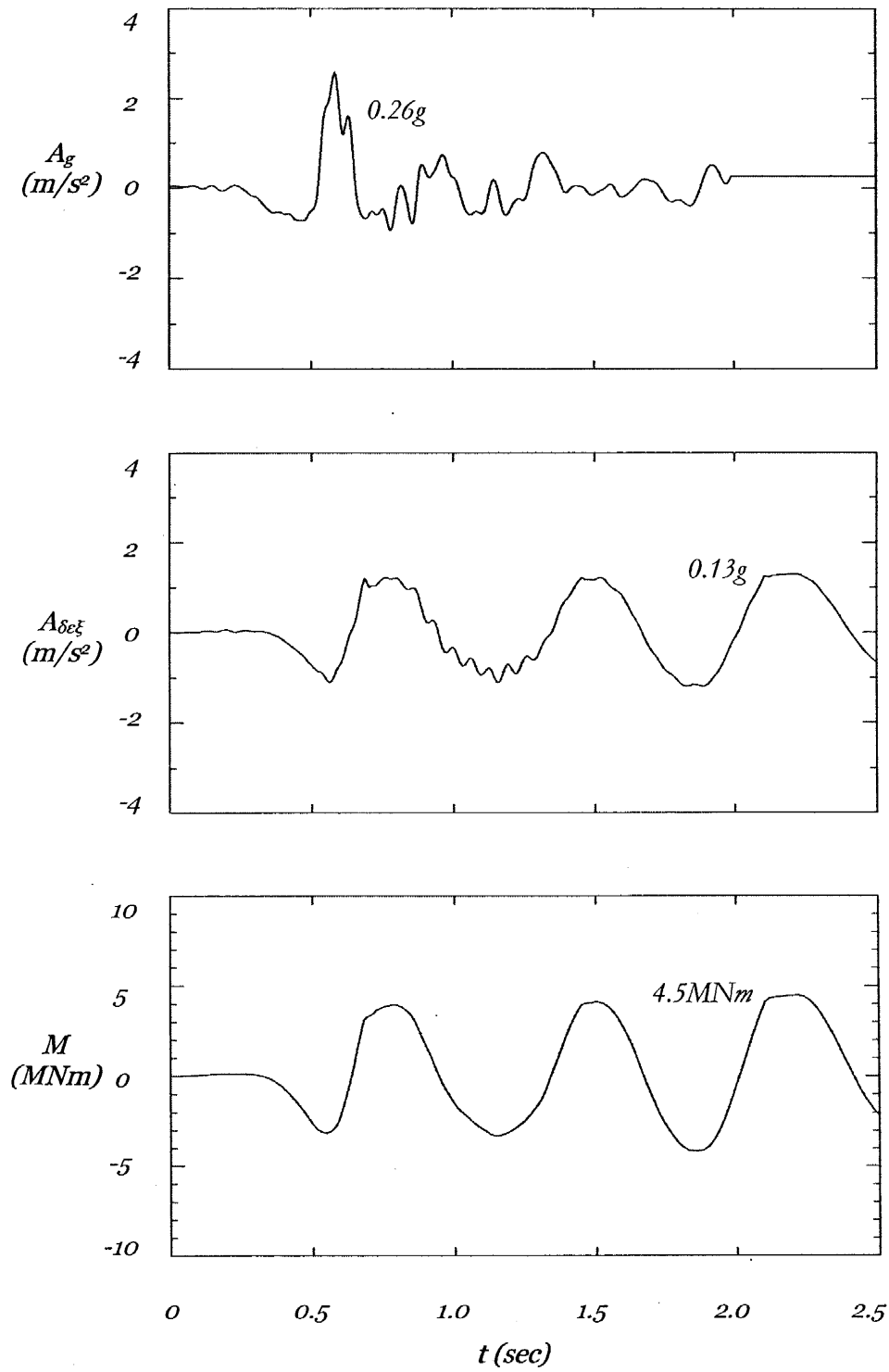
Σχήμα 3.35

Διέγερση Καλαμάτας 1986 (Νομαρχία)



Σχήμα 3.36

Διέγερση Πύργου 1993



Σχήμα 3.37

• Σύγκριση 1-διάστατων Γραμμικών - Μη Γραμμικών Αναλύσεων

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους και δεξαμενής για πέντε διαφορετικές διεγέρσεις ώστε η καμπτική ροπή που αναπτύσσεται σε ύψος 8m να είναι η οριακή για να προκαλέσει λυγισμό (παραμόρφωση εφελκυσμένου χάλυβα $\varepsilon_s \approx 5 \times 10^{-4}$). Στην πρώτη και δεύτερη σειρά αντίστοιχα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τη γραμμική και μη γραμμική ανάλυση με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ενώ στην τρίτη σειρά η απόκριση της μη γραμμικής ανάλυσης εάν ίσχυε η παραδοχή $\ddot{u}_{ελ} = \mu \ddot{u}_{ανελ}$, $\mu = 14.5/4.5 = 3.2$.

	A_g (g)	$A_{δεξ}$ (g)	$A = A_{δεξ}/A_g$	$M_{x=8}$ (MNm)
Σεπόλια (long)				
Γραμμική Ανάλυση	0.82	0.43	0.53	14.5
Μή Γραμμική Ανάλυση	0.32	0.15	0.47	4.5
ΚΕΔΕ (long)				
Γραμμική Ανάλυση	0.20	0.43	2.17	14.5
Μή Γραμμική Ανάλυση	0.14	0.13	0.93	4.5
Πύργος				
Γραμμική Ανάλυση	0.50	0.43	0.86	14.5
Μή Γραμμική Ανάλυση	0.26	0.13	0.50	4.5
Καλαμάτα (Νομαρχία)				
Γραμμική Ανάλυση	0.23	0.44	1.94	14.5
Μή Γραμμική Ανάλυση	0.13	0.13	1.00	4.5
Parkfield (Temblor)				
Γραμμική Ανάλυση	0.82	0.45	0.54	14.5
Μή Γραμμική Ανάλυση	0.50	0.17	0.34	4.5

Πίνακας 3.4

Η επιτάχυνση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε διέγερση οριακή ώστε να προκαλέσει λυγισμό προκύπτει από την εδαφική επιτάχυνση των μη γραμμικών αναλύσεων πολλαπλασιασμένη με τη δυναμική ενίσχυση των γραμμικών αναλύσεων (βλ. πίνακα)

	A_g (g)	A	S_a (g)
Σεπόλια	0.32	0.53	0.17
ΚΕΔΕ	0.14	2.17	0.30
Πύργος	0.26	0.86	0.22
Καλαμάτα	0.13	1.94	0.25
Park	0.50	0.54	0.27

Πίνακας 3.5

Όπως φαίνεται από τον προηγούμενο πίνακα, η μέση φασματική «ελαστική» επιτάχυνση είναι,

$$S_a(T = 0.7s) \approx 0.24g$$

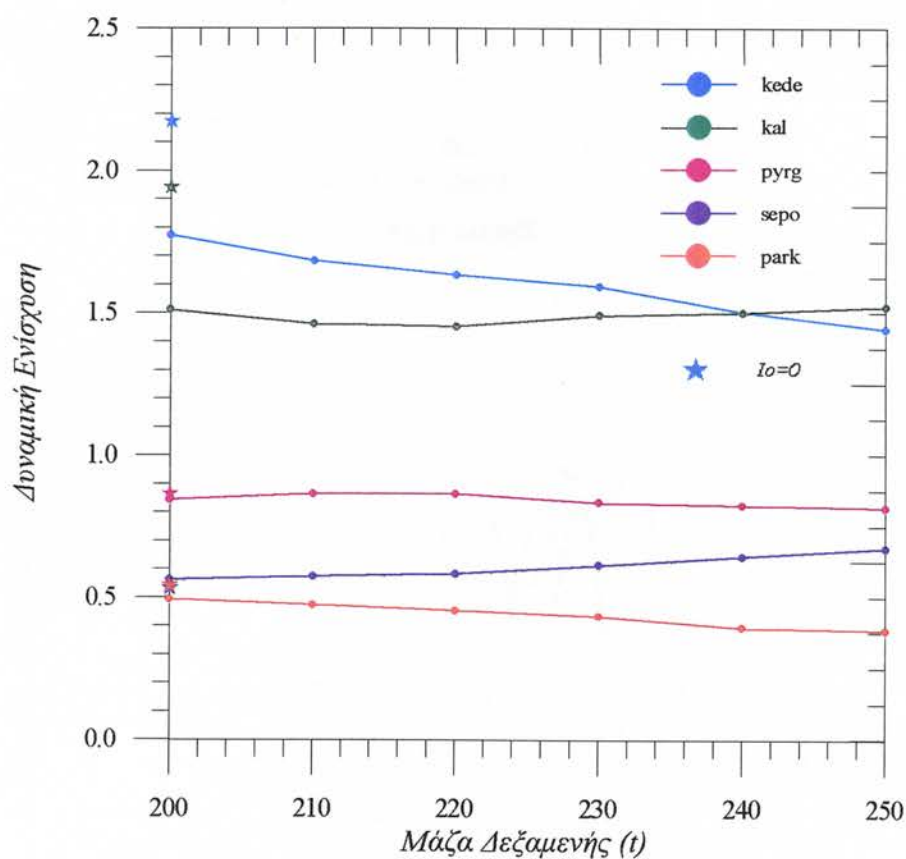
Αντίθετα με τη φασματική επιτάχυνση, η εκτίμηση της απαιτούμενης εδαφικής επιτάχυνσης για διαρροή ως η μέση τιμή των παραπάνω, καθίσταται δυσχερής καθώς εξαρτάται έντονα από το φασματικό περιεχόμενο της διεγέρσεως (από τις πέντε παραπάνω περιπτώσεις, $a_g = 0.13 \div 0.50g$). Για την ακριβέστερη εκτίμηση των παραπάνω και ιδιαιτέρως της εδαφικής επιταχύνσεως απαιτείται η υιοθέτηση αντιπροσωπευτικού σεισμικού κραδασμού ή συνθετικού επιταχυνσιογραφήματος σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα. Να σημειωθεί ότι η απόκλιση από την πραγματικότητα λόγω χρησιμοποίησης μόνον του ισχυρού τμήματος της κάθε διεγέρσεως (διάρκειας 2s) δεν θεωρείται ότι επηρεάζει σημαντικά την ακρίβεια των αποτελεσμάτων π.χ. για τη διέγερση των Σεπολίων, $A(t_{0.1}=2.0s)=0.53$ και $A(t_{0.1}=10s)=0.58$.

Για τις παραπάνω 1-διάστατες αναλύσεις θεωρήθηκε ότι η μάζα της δεξαμενής είναι 200t ενώ αγνοείται η συμμετοχή της περιστροφικής αδράνειας της

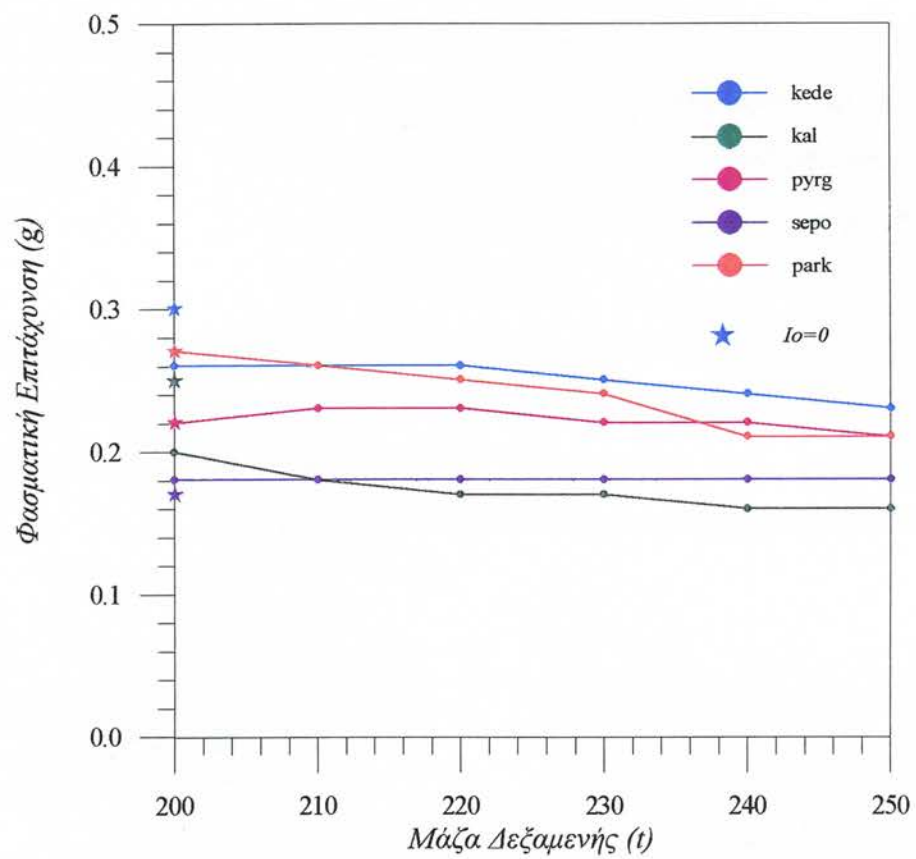
δεξαμενής στη δυναμική απόκριση του υδατόπυργου. Για την επίδραση των δύο αυτών μεγεθών στην εκτίμηση της φασματικής επιτάχυνσης επαναλαμβάνεται η προηγούμενη διαδικασία, όπου αυτή τη φορά η πολική ροπή αδράνειας της δεξαμενής ως προς το κέντρο βάρους της λαμβάνεται,

$$I_o = 5200tm^2$$

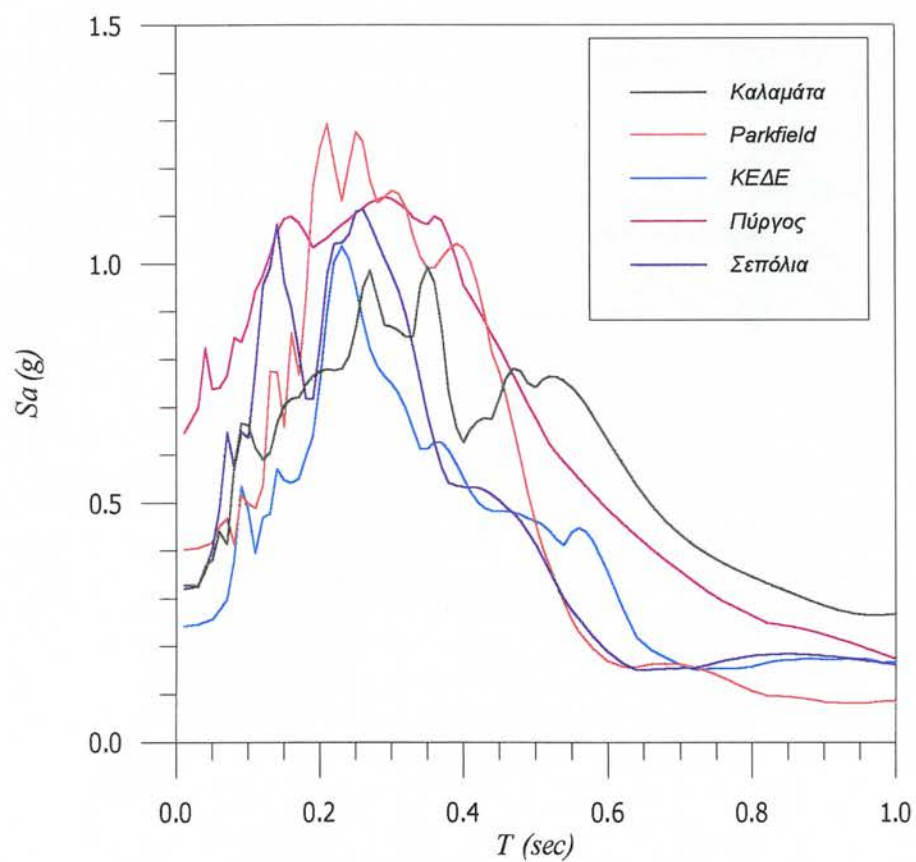
όπως ήδη εκτιμήθηκε κατά προσέγγιση ενώ παράλληλα, η μάζα της δεξαμενής αυξάνεται σταδιακά κατά 10t, έως την τιμή των 250t που αντιστοιχεί στην ανώτερη δυνατή στάθμη. Τα αποτελέσματα των γραμμικών αναλύσεων υπό μορφήν δυναμικής ενίσχυσης φαίνονται στο ακόλουθο διάγραμμα.



Σχήμα 3.38



Σχήμα 3.39



Σχήμα 3.40

- Σύγκριση 1διάστατων και 3διάστατων Αναλύσεων – Συμπεράσματα

$$\begin{array}{lll} M_{1D} \approx 361t & \bar{M}_{1D} \approx 264t & T_{1D} \approx 0.73s \\ M_{3D} \approx 363t & \bar{M}_{3D} \approx 270t & T_{3D} \approx 0.90s \end{array}$$

		<i>SEPLONG</i>	<i>PYRG</i>	<i>PARK</i>	<i>KAL</i>	<i>KEDE</i>
<i>Γραμμική Ανάλυση</i>	<i>3D</i>	0.49	0.71	0.95	0.29	0.34
	<i>1D</i>	0.58	0.42	0.80	0.24	0.22
<i>Μη Γραμμική Ανάλυση</i>	<i>1D</i>	0.30	0.27	0.55	0.12	0.16

$$A_{1D,lin}^{\delta\epsilon\xi} \approx 0.35g \quad A_{3D,lin}^{\delta\epsilon\xi} \approx 0.36g \quad A_{1D,non-lin}^{\delta\epsilon\xi} \approx 0.24g$$

- Εκτιμώμενη στάθμη δεξαμενής : $x \approx 6.0\ m$