



**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ**

**ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**

Αριθμητική διερεύνηση της μακροχρόνιας επίδρασης της  
διάβρωσης στη σεισμική τρωτότητα γεφυρών  
οπλισμένου σκυροδέματος

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΤΟΥ  
**ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΥ ΜΑΡΑΖΑΚΗ**

ΧΑΝΙΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ, 2020





Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για μη κερδοσκοπικό σκοπό, εκπαιδευτικού ή ερευνητικού χαρακτήρα, με την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για άλλη χρήση θα πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Πολυτεχνείου Κρήτης





# **ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ**

**ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**

Αριθμητική διερεύνηση της μακροχρόνιας  
επίδρασης της διάβρωσης στη σεισμική τρωτότητα  
γεφυρών οπλισμένου σκυροδέματος

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΤΟΥ  
ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΥ ΜΑΡΑΖΑΚΗ**

**ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:**

**ΤΣΟΜΠΑΝΑΚΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ (ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ)**

**ΠΡΟΒΙΔΑΚΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

**ΨΑΡΡΟΠΟΥΛΟΣ ΠΡΟΔΡΟΜΟΣ**

**ΧΑΝΙΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ, 2020**



## Περίληψη

Σε έναν ισχυρό σεισμό, μια γέφυρα οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να καταπονηθεί με διάφορους τρόπους και να προκληθούν βλάβες στα δομικά μέλη της, όμως οι βλάβες αυτές συνήθως είναι πιο σοβαρές όταν έχει ήδη υποστεί διάβρωση. Για τον λόγο αυτόν, η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει την επίδραση της διάβρωσης από χλωρίδια των οπλισμών των υποστυλωμάτων, στη σεισμική τρωτότητα τυπικών γεφυρών οπλισμένου σκυροδέματος πλαισιακής μορφής, οι οποίες βρίσκονται σε δυσμενές διαβρωτικό περιβάλλον κοντά στην ακτογραμμή. Η μελέτη γίνεται με την ανάπτυξη κατάλληλων προσομοιωμάτων σε εξειδικευμένο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων, τόσο για την άθικτη όσο και για την «γηρασμένη» γέφυρα μετά από 50 ή 100 έτη λειτουργίας. Η υπό μελέτη άθικτη γέφυρα καταπονείται από μια σεισμική ακολουθία αποτελούμενη από έξι καταγεγραμμένα σεισμικά γεγονότα που συνέβησαν διαδοχικά μέσα σε διάστημα τριών ημερών. Στη συνέχεια, η ίδια καταπόνηση επαναλαμβάνεται για τα «γηρασμένα» προσομοιώματα της ίδιας γέφυρας και ακολούθως συγκρίνονται οι βλάβες. Σκοπός αυτής της διερεύνησης είναι να γίνει σύγκριση της συσσώρευσης βλαβών στις βάσεις και στις κορυφές των υποστυλωμάτων των πλαισίων της γέφυρας, θέσεις όπου είναι πιθανή η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων.

Γενικά, εξαιτίας της διάβρωσης, εκτός από το εμβαδόν της διατομής οπλισμού απομειώνονται και οι μηχανικές ιδιότητες του οπλισμού. Με βάση την προσομοίωση της ομοιόμορφης διάβρωσης των οπλισμών, τροποποιούνται κατάλληλα οι γεωμετρικές και μηχανικές ιδιότητες τους στο υπολογιστικό προσομοίωμα της «γηρασμένης» γέφυρας. Η προσομοίωση της διάβρωσης βασίζεται στο γεγονός ότι ο οπλισμός των υποστυλωμάτων της γέφυρας ξεκινάει να διαβρώνεται σε διαφορετικές χρονικές στιγμές. Η εκκίνηση της διάβρωσης εξαρτάται από τον τύπο του σκυροδέματος, το πάχος της επικάλυψης σκυροδέματος του οπλισμού και την απόσταση του υποστυλώματος από την ακτογραμμή. Από τις ίδιες παραμέτρους εξαρτάται επίσης η βαθμιαία εξέλιξη της διάβρωσης, καθώς και τελικά οι βλάβες που προκαλούνται στον οπλισμό.

Για να διερευνηθούν οι ανωτέρω κρίσιμοι παράγοντες, εξετάστηκαν χαρακτηριστικές περιπτώσεις υποστυλωμάτων, τόσο όσον αφορά τη θέση τους, όσο και τις υπόλοιπες παραμέτρους που προαναφέρθηκαν. Εξετάζοντας τα υποστυλώματα σε τρεις διαφορετικές χρονικές φάσεις της λειτουργίας τους προκύπτει το συμπέρασμα ότι τα διαβρωμένα υποστυλώματα εμφανίζουν αυξημένες βλάβες. Αν οι βλάβες είναι ικανές να οδηγήσουν και σε κατάρρευση της γέφυρας εξαρτάται από τον βαθμό της γήρανσης/διάβρωσης της, αλλά και από το επίπεδο της σεισμικής καταπόνησης. Σημαντικό ρόλο παίζουν δε και οι πιθανές προληπτικές ή επισκευαστικές επεμβάσεις που συνήθως γίνονται στη διάρκεια ζωής ενός τέτοιου σημαντικού έργου. Σίγουρα, η συνδυαστική μελέτη του πολύπλοκου φαινομένου της διάβρωσης και της καταπόνησης μιας γέφυρας από μια σεισμική ακολουθία εμπεριέχει πολλές παραμέτρους και αρκετές αβεβαιότητες. Συνεπώς, το θέμα χρήζει ιδιαίτερης προσοχής, λόγω της σπουδαιότητας τέτοιων μεγάλων έργων υποδομής.



## **Abstract**

Under a strong earthquake excitation, a reinforced concrete bridge can be distressed in several ways and damages can occur to its structural members. Nonetheless, such damages are usually more severe when the bridge has been exposed to corrosion. Therefore, the present thesis examines the impact of chloride induced corrosion on the reinforcement of bridge columns, on the seismic vulnerability of typical reinforced concrete bridges which are located in adverse corrosive environment close to the coastline. The parametric investigation is performed by developing elaborate numerical models utilizing a specialized finite element software, both for the pristine and for the "aged" bridge after 50 or 100 years of operation. The pristine bridge is stressed by a seismic sequence consisting of six seismic records that occurred consecutively over a period of three days. In the sequence, the same accelerograms are applied on the "aged" models of the same bridge and the damages are compared for the three scenarios. The purpose of this investigation is to compare the accumulation of damages at the base and the top of the columns of the bridge frames, i.e., the zones in which the plastic hinges are usually formed.

In general, due to corrosion, in addition to the area of the reinforcement cross section, the mechanical properties of the reinforcement are reduced. Based on the simulation of the uniform corrosion of the reinforcements, their geometric and mechanical properties are modified in the computational model of the "aged" bridge. The corrosion simulation is based on the fact that the reinforcement of the bridge columns starts to deteriorate at different times. Initiation of corrosion depends on the concrete type, the thickness of the concrete cover of the reinforcement and the distance of the column from the coastline. The gradual propagation of corrosion, as well as the damage caused to the reinforcement, also depends on these parameters.

To investigate the above critical factors, characteristic cases of bridge columns were examined, both in terms of their position in the bridge bents and the other parameters mentioned above. By examining the columns in three different time phases of their operation, it is concluded that the corroded columns exhibit increased damage levels. Whether the damage is capable of leading to the collapse of the bridge depends on the degree of aging / corrosion, but also on the level of seismic intensity. Furthermore, any preventive or repair interventions that are usually performed during the life of large bridges play also a crucial role in their seismic vulnerability. Certainly, the complex phenomenon of corrosion in conjunction with the dynamic distress of a bridge under a seismic sequence involves many parameters and several uncertainties, thus, it needs special attention due to the importance of such infrastructure.





## **Ευχαριστίες**

*Νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω θερμά, για την εξαιρετική συνεργασία, την επίβλεψη, τη συνεχή καθοδήγηση και στήριξη που έλαβα, καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, τον Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης, κ. Ιωάννη Τσομπανάκη.*

*Ευχαριστώ επίσης τα μέλη της τριμελούς εξεταστικής επιτροπής, Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και τον Δρ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για την αξιολόγηση της εργασίας μου.*

*Δεν θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω για την προθυμία για βοήθεια και παροχή συμβουλών τους διδακτορικούς φοιτητές, Αλέξανδρο Λυρατζάκη και Αλέξανδρο Τσιπιανίτη, και τους εύχομαι περαιτέρω εξέλιξη στους κλάδους που μελετούν.*

*Η ολοκλήρωση των σπουδών μου, οφείλεται στην αγάπη και τη δύναμη που πάντοτε μου έδιναν η οικογένεια μου και οι φίλοι μου. Αφιερώνω σε αυτούς λοιπόν αυτήν την εργασία και εγκάρδια εύχομαι να είναι ευτυχισμένοι.*

**Μαραζάκης Μπάμπης**  
Ηράκλειο - Ιούλιος 2020



# Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	vi
Abstract.....	viii
Ευχαριστίες .....	x
<b>1 Εισαγωγή .....</b>	<b>26</b>
1.1 Σεισμικός κίνδυνος και γέφυρες οπλισμένου σκυροδέματος .....	26
1.1.1 Γενικά.....	26
1.1.2 Σεισμικές μετατοπίσεις.....	27
1.1.3 Περιστροφική ολίσθηση ακροβάθρου .....	28
1.1.4 Αστοχίες στη δοκό έδρασης.....	29
1.1.5 Αστοχίες στις συνδέσεις μελών.....	30
1.1.6 Αστοχίες στη θεμελίωση .....	30
1.1.7 Αστοχίες στο υποστύλωμα .....	31
1.1.7.i Ανεπαρκής αντοχή στην κάμψη.....	31
1.1.7.ii Αναξιόπιστη αντοχή στην κάμψη του υποστυλώματος .....	33
1.1.7.iii Ανεπαρκής ικανότητα πλαστιμότητας .....	33
1.1.7.iv Διατμητικές αστοχίες στο υποστύλωμα .....	34
1.2 Πλαστιμότητα και απόσβεση ενέργειας .....	37
1.2.1 Δείκτες βλάβης Park & Ang.....	38
1.3 Επίδραση επαναλαμβανόμενων-διαδοχικών σεισμικών φορτίσεων.....	40
1.3.1 Δείκτης βλάβης Park & Ang για διαδοχικές σεισμικές διεγέρσεις .....	41
1.4 Διάβρωση που προκαλείται από χλωρίδια .....	41
1.4.1 Γενικά.....	41
1.4.2 Διαβρωτικά Περιβάλλοντα.....	44
1.4.3 Φάσεις Διάβρωσης .....	45
1.4.4 Διείσδυση χλωριδίων .....	46
1.4.5 Συντελεστής διάχυσης .....	47
1.4.6 Επιφανειακή συγκέντρωση .....	48
1.4.7 Κρίσιμη συγκέντρωση.....	49
1.4.8 Εκκίνηση διάβρωσης .....	52
1.4.9 Εξέλιξη διάβρωσης .....	53
1.4.10 Ρυθμός διάβρωσης.....	55

1.4.11	Επιπτώσεις της διάβρωσης .....	61
<b>2</b>	<b>Μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης.....</b>	<b>63</b>
2.1	Προσομοίωση γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος.....	63
2.1.1	Φορέας .....	63
2.1.2	Βάθρα .....	64
2.1.3	Συνδέσεις μελών.....	66
2.1.4	Υλικά.....	67
2.1.5	Οπλισμός μελών.....	69
2.1.6	Προσομοίωση της μη-γραμμικότητας.....	70
2.1.6.i	Πλαστικές αρθρώσεις.....	71
2.1.6.ii	Πλαστικοί σύνδεσμοι.....	72
2.2	Προσομοίωση της διάβρωσης.....	74
2.3	Προσομοίωση διάβρωσης στη γέφυρα.....	77
2.4	Προσομοίωση φορτίσεων.....	79
2.4.1	Καθορισμός μάζας.....	79
2.4.2	Ιδιομορφική ανάλυση .....	79
2.4.3	Μη γραμμική στατική ανάλυση κατακόρυφων φορτίσεων.....	81
2.4.4	Μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση.....	82
2.4.5	Δυναμική μη γραμμική ανάλυση .....	83
2.4.5.i	Επιλογή χρονοϊστοριών .....	85
2.5	Εξέταση βλαβών .....	88
<b>3</b>	<b>Παραμετρική διερεύνηση .....</b>	<b>89</b>
3.1	Αποτελέσματα προσομοίωσης της διάβρωσης .....	89
3.1.1	Υποστύλωμα Α.....	89
3.1.2	Υποστύλωμα Β.....	91
3.1.3	Υποστύλωμα Γ.....	93
3.1.4	Υποστύλωμα Δ.....	96
3.2	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης .....	98
3.3	Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων.....	101
3.3.1	Υποστύλωμα Α.....	101
3.3.2	Υποστύλωμα Β.....	102
3.3.3	Υποστύλωμα Γ.....	104
3.3.4	Υποστύλωμα Δ.....	105

3.4	Αποτελέσματα μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης .....	107
3.4.1	Υποστύλωμα Α .....	107
3.4.1.i	Κορυφή υποστυλώματος Α .....	107
3.4.1.ii	Βάση υποστυλώματος Α .....	109
3.4.2	Υποστύλωμα Β .....	111
3.4.2.i	Κορυφή υποστυλώματος Β .....	111
3.4.2.ii	Βάση υποστυλώματος Β .....	114
3.4.3	Υποστύλωμα Γ .....	116
3.4.3.i	Κορυφή υποστυλώματος Γ .....	116
3.4.3.ii	Βάση υποστυλώματος Γ .....	119
3.4.4	Υποστύλωμα Δ .....	122
3.4.4.i	Κορυφή υποστυλώματος Δ .....	122
3.4.4.ii	Βάση υποστυλώματος Δ .....	124
<b>4</b>	<b>Ανάλυση αποτελεσμάτων .....</b>	<b>127</b>
4.1	Διάβρωση .....	127
4.1.1	Εκκίνηση διάβρωσης .....	127
4.1.2	Δημιουργία ρωγμών .....	127
4.1.3	Ρυθμός διάβρωσης .....	128
4.1.4	Εμβαδόν διατομής .....	128
4.1.5	Ποσοστό διάβρωσης .....	129
4.1.6	Αντοχή χάλυβα .....	129
4.2	Υπερωθητικές αναλύσεις .....	129
4.2.1	Άθικτη γέφυρα .....	130
4.2.2	Γέφυρα 50 ετών .....	130
4.2.3	Γέφυρα 100 ετών .....	130
4.3	Μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστοριών .....	131
4.3.1	Άθικτη γέφυρα .....	131
4.3.2	Γέφυρα 50 ετών .....	131
4.3.3	Γέφυρα 100 ετών .....	132
4.4	Αδυναμίες μεθοδολογίας .....	132
<b>5</b>	<b>Συμπεράσματα .....</b>	<b>134</b>
<b>6</b>	<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>137</b>
<b>7</b>	<b>Παραρτήματα .....</b>	<b>141</b>

7.1	Παράμετροι για την προσομοίωση της διάβρωσης.....	141
7.2	Καταστάσεις φόρτισης για τη σεισμική ακολουθία .....	143
7.3	Υποστύλωμα Α.....	147
7.3.1	Κορυφή υποστυλώματος Α.....	147
7.3.2	Βάση υποστυλώματος Α.....	154
7.4	Υποστύλωμα Β.....	161
7.4.1	Κορυφή υποστυλώματος Β.....	161
7.4.2	Βάση υποστυλώματος Β.....	168
7.5	Υποστύλωμα Γ .....	175
7.5.1	Κορυφή υποστυλώματος Γ .....	175
7.5.2	Βάση υποστυλώματος Γ .....	182
7.6	Υποστύλωμα Δ.....	189
7.6.1	Κορυφή υποστυλώματος Δ.....	189
7.6.2	Βάση υποστυλώματος Δ.....	196

# Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 1.1 Ταξινόμηση επιπέδου υλικών βλαβών για διαφορετικά εύρη του δείκτη βλαβών [Park κ.ά., 1985].....	39
Πίνακας 1.2 Υπάρχοντα μοντέλα για τον συντελεστή διάχυσης χλωριδίων (προσαρμοσμένος από [Sun κ.ά., 2019]). .....	48
Πίνακας 1.3 Υπάρχοντα μοντέλα για την επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων (προσαρμοσμένος από [Sun κ.ά., 2019]). .....	49
Πίνακας 1.4 Επίδραση των παραγόντων επιρροής στο κρίσιμο περιεχόμενο σε χλωριδίων (προσαρμοσμένος από [Cao κ.ά., 2019]). .....	51
Πίνακας 1.5 Υπάρχοντα μοντέλα για το κατώφλι συγκέντρωσης χλωριδίων (προσαρμοσμένο από [Sun κ.ά., 2019]). .....	51
Πίνακας 1.6 Χαρακτηριστικά σιδήρου και οξειδίων σιδήρου [Chen και Mahadevan, 2008] .....	57
Πίνακας 2.1 Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος τύπου 4000 Psi. ....	68
Πίνακας 2.2 Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος τύπου 5000 Psi. ....	68
Πίνακας 2.3 Μηχανικές ιδιότητες χάλυβα οπλισμού τύπου 60 ksi [CSi Bridge]. ....	68
Πίνακας 2.4 Διαφορετικά χαρακτηριστικά υποστυλωμάτων.....	78
Πίνακας 2.5 Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών [Peer Ground Motion Database] ....	85
Πίνακας 3.1 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Α..	89
Πίνακας 3.2 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Β..	91
Πίνακας 3.3 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Γ. .	94
Πίνακας 3.4 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Δ..	96
Πίνακας 3.5 Εναπομείναντα εμβαδά διατομής διαμήκη και εγκάρσιου οπλισμού για τα εξεταζόμενα υποστυλώματα. ....	98
Πίνακας 3.6 Ιδιοπεριόδοι και ιδιοσυχνότητες για τις 40 πρώτες ιδιομορφές της γέφυρας. ....	100
Πίνακας 3.7 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστύλωμα Α. ....	102
Πίνακας 3.8 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστύλωμα Β. ....	103
Πίνακας 3.9 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστύλωμα Γ. ....	105
Πίνακας 3.10 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστύλωμα Δ. ....	106
Πίνακας 7.1 Στατιστικοί παράμετροι για το προσομοίωμα διάβρωσης DuraCrete [Visser, 2000; Chinese Institute of Construction Standardization. CECS 220, 2007; Cui κ.ά., 2018], οι τιμές που χρησιμοποιούνται στο προσομοίωμα με έντονη γραφή. ....	142
Πίνακας 7.2 Παράμετροι για τον υπολογισμό της εκκίνησης δημιουργίας ρωγμών (Εξίσωση 1.23). ....	142
Πίνακας 7.3 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Α. ....	152
Πίνακας 7.4 Υστερητική ενέργεια στην κορυφή του υποστυλώματος Α. ....	152
Πίνακας 7.5 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Α. ....	152
Πίνακας 7.6 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Α. ....	152
Πίνακας 7.7 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στην κορυφή του υποστυλώματος Α. ...	153
Πίνακας 7.8 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Α. ....	159
Πίνακας 7.9 Υστερητική ενέργεια στη βάση του υποστυλώματος Α.....	159
Πίνακας 7.10 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Α. ....	159

Πίνακας 7.11 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Α....	159
Πίνακας 7.12 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Α.....	160
Πίνακας 7.13 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Β. ....	166
Πίνακας 7.14 Υστερητική ενέργεια στην κορυφή του υποστυλώματος Β. ....	166
Πίνακας 7.15 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Β.....	166
Πίνακας 7.16 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Β. ....	166
Πίνακας 7.17 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Β. ....	167
Πίνακας 7.18 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Β. ....	173
Πίνακας 7.19 Υστερητική ενέργεια στη βάση του υποστυλώματος Β.....	173
Πίνακας 7.20 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Β. ....	173
Πίνακας 7.21 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Β....	173
Πίνακας 7.22 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Β.....	174
Πίνακας 7.23 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Γ.....	180
Πίνακας 7.24 Υστερητική ενέργεια που στην κορυφή του υποστυλώματος Γ. ....	180
Πίνακας 7.25 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Γ. ....	180
Πίνακας 7.26 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Γ. ....	180
Πίνακας 7.27 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στην κορυφή του υποστυλώματος Γ..	181
Πίνακας 7.28 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Γ.....	187
Πίνακας 7.29 Υστερητική ενέργεια που στη βάση του υποστυλώματος Γ.....	187
Πίνακας 7.30 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Γ.....	187
Πίνακας 7.31 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Γ....	187
Πίνακας 7.32 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Γ. ....	188
Πίνακας 7.33 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Δ. ....	194
Πίνακας 7.34 Υστερητική ενέργεια που στην κορυφή του υποστυλώματος Δ. ....	194
Πίνακας 7.35 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Δ.....	194
Πίνακας 7.36 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Δ. ....	194
Πίνακας 7.37 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στην κορυφή του υποστυλώματος Δ. ....	195
Πίνακας 7.38 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Δ. ....	201
Πίνακας 7.39 Υστερητική ενέργεια που στη βάση του υποστυλώματος Δ. ....	201
Πίνακας 7.40 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Δ. ....	201
Πίνακας 7.41 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Δ....	201
Πίνακας 7.42 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Δ. ....	202



# Κατάλογος Εικόνων

Εικόνα 1.1 Ανατροπή απλά στηριζόμενου ανοίγματος, Γέφυρα Nishinomiya-ko, 1995 σεισμός Kobe [Priestley κ.ά., 1996].....	27
Εικόνα 1.2 Κατάρρευση ανοίγματος, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996]..	28
Εικόνα 1.3 Σύγκρουση των I-208 China Basin/Νότιας κοιλαδογέφυρας, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].....	28
Εικόνα 1.4 Ολίσθηση και περιστροφή ακροβάθρου [Priestley κ.ά., 1996].....	29
Εικόνα 1.5 Ρωγμές θετικών ροπών στη δοκό έδρασης στο εσωτερικό μέτωπο υποστυλώματος, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].....	29
Εικόνα 1.6 Διατμητική αστοχία συνδέσμου, κοιλαδογέφυρα I-880, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].....	30
Εικόνα 1.7 Αστοχία άρθρωσης στον I-980 (βάθρο 38), σεισμός Loma Prieta 1989 [Priestley κ.ά., 1996].....	30
Εικόνα 1.8 Αστοχία εξόλκευσης, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996].....	31
Εικόνα 1.9 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης υποστυλώματος (Αξονικό φορτίου-Ροπής) [Priestley κ.ά., 1996].....	32
Εικόνα 1.10 Αστοχία δεσμού της αλληλοεπικάλυψης του οπλισμού στη βάση του υποστυλώματος, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].....	33
Εικόνα 1.11 Αστοχία κολλήσεων διαμήκη οπλισμού υποστυλώματος, 1995 σεισμός Kobe [Priestley κ.ά., 1996].....	33
Εικόνα 1.12 Αστοχία οπλισμού περίσφιξης στην κορυφή υποστυλώματος, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996].....	34
Εικόνα 1.13 Καμπτικές πλαστικές αρθρώσεις σε υποστυλώματα που αποδίδονται στο τοιχίο σύνδεσης, κοιλαδογέφυρα στο Φαράγγι Bull Creek, 1994 σεισμός Northridge [Priestley κ.ά., 1996].....	34
Εικόνα 1.14 Ψαθυρή διατμητική αστοχία στο υποστυλώμα του οδικού δικτύου I-5/I-605, 1987 σεισμός Whittier [Priestley κ.ά., 1996].....	35
Εικόνα 1.15 Διατμητική αστοχία εκτός περιοχής πλαστικής άρθρωσης, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996].....	35
Εικόνα 1.16 Διατμητική αστοχία σε υποστυλώμα, αυτοκινητόδρομος I-10 ανισόπεδος κόμβος Fairfax/Washington, 1994 σεισμός Northridge [Priestley κ.ά., 1996].....	36
Εικόνα 1.17 Διατμητική αστοχία σε υποστυλώμα, I-118 ανισόπεδος κόμβος Mission/Gothic, 1994 σεισμός Northridge [Priestley κ.ά., 1996].....	36
Εικόνα 1.18 Διατμητική αστοχία εντός της περιοχής πλαστικής άρθρωσης, σεισμός 1971 San Fernando [Priestley κ.ά., 1996].....	37
Εικόνα 1.19 Ορισμός της πλαστιμότητας μετακίνησης [Priestley κ.ά., 1996].....	38
Εικόνα 1.20 Ανοδική και καθοδική αντίδραση σε υπό διάβρωση χάλυβα [Papakonstantinou και Shinozuka, 2013].....	42
Εικόνα 1.21 Φάσεις της διεργασίας της διάβρωσης του χαλύβδινου οπλισμού.....	45
Εικόνα 1.22 Διάβρωση μικροκελίων και μακροκελίων.....	53
Εικόνα 1.23 Τοπική διάβρωση ράβδου οπλισμού [Bertolini, 2008].....	54
Εικόνα 1.24 Τρεις μορφές διάβρωσης: ομοιόμορφη διάβρωση, μη-ομοιόμορφη διάβρωση, τοπική διάβρωση [Zhao κ.ά., 2020].....	55
Εικόνα 1.25 Σχετικός όγκος σιδήρου και οξειδίων σιδήρου [Papakonstantinou και Shinozuka, 2013].....	57

Εικόνα 1.26 Προσομοίωμα κυλίνδρου με παχύ τοίχωμα .....	58
Εικόνα 1.27 Σχηματικό διάγραμμα των διαδικασιών δημιουργίας ρωγμής εξαιτίας της διάβρωσης, (προσαρμοσμένο από [Liu και Weyers, 1999]). .....	58
Εικόνα 2.1 Τρισδιάστατη όψη γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος. ....	63
Εικόνα 2.2 Εγκάρσια διατομή φορέα .....	63
Εικόνα 2.3 Κάτοψη γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος.....	64
Εικόνα 2.4 Πλάγια όψη γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος. ....	64
Εικόνα 2.5 Διαστάσεις ακρόβαθρου. ....	64
Εικόνα 2.6 Διαστάσεις μεσόβαθρου. ....	65
Εικόνα 2.7 Διατομές μελών γέφυρας .....	65
Εικόνα 2.8 Ειδικές συνθήκες σύνδεσης κόμβων υποστυλώματος – δοκού έδρασης.. ....	66
Εικόνα 2.9 Δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας.....	66
Εικόνα 2.10 Εφέδρανο μεταξύ φορέα και μεσοβάθρων.....	67
Εικόνα 2.11 Εφέδρανο μεταξύ φορέα και ακροβάθρων.....	67
Εικόνα 2.12 Οπλισμός ακροβάθρου.....	69
Εικόνα 2.13 Οπλισμός δοκού έδρασης. ....	70
Εικόνα 2.14 Οπλισμός υποστυλώματος.....	70
Εικόνα 2.15 Ανάθεση προεπιλεγμένων πλαστικών αρθρώσεων. ....	71
Εικόνα 2.16 Θέση πλαστικών αρθρώσεων.....	71
Εικόνα 2.17 Καθορισμός διαγράμματος ροπής-πλαστικής στροφής και τύπου υστέρησης. ....	72
Εικόνα 2.18 Καθορισμός διαγράμματος δύναμης-πλαστικής μετακίνησης και τύπου υστέρησης. ....	73
Εικόνα 2.19 Θέση πλαστικών συνδέσμων (με πράσινο χρώμα).....	74
Εικόνα 2.20 Διάγραμμα διαδικασίας υπολογισμού φάσεων διάβρωσης .....	76
Εικόνα 2.21 Καθορισμός μηχανικών ιδιοτήτων χάλυβα.....	77
Εικόνα 2.22 Καθορισμός μεγέθους των ράβδων οπλισμού.....	77
Εικόνα 2.23 Υποστυλώματα στα οποία εφαρμόζεται το προσομοίωμα της διάβρωσης....	79
Εικόνα 2.24 Καθορισμός μαζών για σεισμικές φορτίσεις. ....	80
Εικόνα 2.25 Καθορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης.....	80
Εικόνα 2.26 Καθορισμών φορτίων βαρύτητας για σεισμικές δράσεις. ....	81
Εικόνα 2.27 Καθορισμός υπερωθητικής ανάλυσης. ....	82
Εικόνα 2.28 Καθορισμός πρώτης σεισμικής διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 1). ....	83
Εικόνα 2.29 Καθορισμός δεύτερης σεισμικής διέγερσης της ακολουθίας (Mammoth Lakes 2). ....	84
Εικόνα 2.30 Φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για την γέφυρα οπλισμένου σκυροδέματος σε έδαφος τύπου A και PGA=0.36g. ....	85
Εικόνα 2.31 Φάσματα απόκρισης σεισμικών διεγέρσεων σε φάσμα σχεδιασμού εδάφους τύπου A και PGA=0.36. ....	86
Εικόνα 2.32 Κανονικοποιημένα φάσματα απόκρισης σεισμικών διεγέρσεων. ....	86
Εικόνα 2.33 Μεμονωμένες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, σεισμός Mammoth Lakes 1980.χ .....	87
Εικόνα 2.34 Διαδοχικές χρονοϊστορίες επιταχύνσεων της εξεταζόμενης σεισμικής ακολουθίας (Mammoth Lakes,1980) .....	88
Εικόνα 3.1 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα οπλισμού υποστυλώματος A. ....	90
Εικόνα 3.2 Εναπομένον εμβαδόν διατομής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος A.....	90

Εικόνα 3.3 Ποσοστό διάβρωσης οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Α.....	90
Εικόνα 3.4 Εναπομένουσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Α.....	91
Εικόνα 3.5 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα οπλισμού υποστυλώματος Β.....	92
Εικόνα 3.6 Εναπομένον εμβαδόν διατομής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Β.....	92
Εικόνα 3.7 Ποσοστό διάβρωσης οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Β.....	93
Εικόνα 3.8 Εναπομένουσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Β.....	93
Εικόνα 3.9 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα οπλισμού υποστυλώματος Γ.....	94
Εικόνα 3.10 Εναπομένον εμβαδόν διατομής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Γ.....	95
Εικόνα 3.11 Ποσοστό διάβρωσης οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Γ.....	95
Εικόνα 3.12 Εναπομένουσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Γ.....	95
Εικόνα 3.13 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα οπλισμού υποστυλώματος Δ.....	96
Εικόνα 3.14 Εναπομένον εμβαδόν διατομής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Δ.....	97
Εικόνα 3.15 Ποσοστό διάβρωσης οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Δ.....	97
Εικόνα 3.16 Εναπομένουσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Δ.....	98
Εικόνα 3.17 1 <sup>η</sup> Ιδιομορφή, $T = 0.489 \text{ sec}$ .....	98
Εικόνα 3.18 2 <sup>η</sup> Ιδιομορφή, $T = 0.333 \text{ sec}$ .....	99
Εικόνα 3.19 3 <sup>η</sup> Ιδιομορφή, $T = 0.233 \text{ sec}$ .....	99
Εικόνα 3.20 4 <sup>η</sup> Ιδιομορφή, $T = 0.222 \text{ sec}$ .....	99
Εικόνα 3.21 5 <sup>η</sup> Ιδιομορφή, $T = 0.218 \text{ sec}$ .....	99
Εικόνα 3.22 6 <sup>η</sup> Ιδιομορφή, $T = 0.215 \text{ sec}$ .....	100
Εικόνα 3.23 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Α.....	101
Εικόνα 3.24 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Α.....	101
Εικόνα 3.25 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Α.....	102
Εικόνα 3.26 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Α.....	102
Εικόνα 3.27 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Β.....	103
Εικόνα 3.28 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Β.....	103
Εικόνα 3.29 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Β.....	103
Εικόνα 3.30 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Β.....	103
Εικόνα 3.31 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Γ.....	104
Εικόνα 3.32 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.....	104
Εικόνα 3.33 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Γ.....	104
Εικόνα 3.34 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.....	104
Εικόνα 3.35 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Δ.....	105

Εικόνα 3.36 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Δ. ....	105
Εικόνα 3.37 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Δ. ....	106
Εικόνα 3.38 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Δ. ....	106
Εικόνα 3.39 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-στροφής για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	107
Εικόνα 3.40 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	108
Εικόνα 3.41 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Α.....	109
Εικόνα 3.42 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-στροφής για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	110
Εικόνα 3.43 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	110
Εικόνα 3.44 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Α. ....	111
Εικόνα 3.45 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	112
Εικόνα 3.46 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	113
Εικόνα 3.47 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Β.....	114
Εικόνα 3.48 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	115
Εικόνα 3.49 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	115
Εικόνα 3.50 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Β. ....	116
Εικόνα 3.51 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).....	117
Εικόνα 3.52 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).....	118
Εικόνα 3.53 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Γ.....	119
Εικόνα 3.54 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).....	120
Εικόνα 3.55 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).....	120
Εικόνα 3.56 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Γ.....	121
Εικόνα 3.57 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	122
Εικόνα 3.58 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	123
Εικόνα 3.59 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Δ.....	124
Εικόνα 3.60 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	125
Εικόνα 3.61 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1). ....	125
Εικόνα 3.62 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Δ. ....	126
Εικόνα 7.1 Τρίτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 3). ....	143

[illegible]

[illegible]

[illegible]

Εικόνα 7.73 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6). .....	193
Εικόνα 7.74 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6). .....	193
Εικόνα 7.75 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2). .....	196
Εικόνα 7.76 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2). .....	196
Εικόνα 7.77 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3). .....	197
Εικόνα 7.78 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3). .....	197
Εικόνα 7.79 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4). .....	198
Εικόνα 7.80 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4). .....	198
Εικόνα 7.81 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5). .....	199
Εικόνα 7.82 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5). .....	199
Εικόνα 7.83 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6). .....	200
Εικόνα 7.84 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6). .....	200



# Κεφάλαιο 1<sup>ο</sup>

## 1 Εισαγωγή

### 1.1 Σεισμικός κίνδυνος και γέφυρες οπλισμένου σκυροδέματος

Ο σεισμικός κίνδυνος αποτελεί πολύ σημαντική απειλή για τις πάσης φύσεως κατασκευές και τεχνικά έργα, όπως είναι οι γέφυρες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στις τελευταίες δεκαετίες εφαρμόζονται σχετικές οδηγίες και κανονισμοί που εξετάζουν σε βάθος την επίδραση των σεισμικών φορτίων στις κατασκευές αλλάζοντας την κατασκευαστική πρακτική και βελτιώνοντας την αντοχή των κατασκευών σε σεισμικά φαινόμενα. Μολονότι πλέον, υπάρχει επαρκής τεχνογνωσία για την αντιμετώπιση των σεισμικών φορτίσεων στις κατασκευές, αυτό δεν σημαίνει ότι η τρωτότητα τους είναι μικρή, ειδικότερα επειδή πολλές από τις κατασκευές που σήμερα βρίσκονται σε λειτουργία έχουν κατασκευαστεί με προγενέστερους κώδικες δόμησης που αποκλίνουν κατά πολύ από την σύγχρονη σχεδιαστική και κατασκευαστική πρακτική.

#### 1.1.1 Γενικά

Οι [Priestley κ.ά., 1996] αναφέρουν ότι οι βλάβες στις γέφυρες οπλισμένου σκυροδέματος οφείλονται στις λανθασμένες αντιλήψεις του ελαστικού σχεδιασμού περί των καταπονήσεων που προκαλεί ο σεισμός. Η φιλοσοφία του ελαστικού σεισμικού σχεδιασμού υιοθετήθηκε σχεδόν καθολικά για τις γέφυρες που σχεδιάστηκαν πριν το 1970 και στις αρχές του εικοστού αιώνα εξακολουθούσε να χρησιμοποιείται σε κάποιες χώρες. Ο ελαστικός σεισμικός σχεδιασμός αδυνατούσε να προβλέψει και να αντιμετωπίσει τρεις βασικές ανεπάρκειες [Priestley κ.ά., 1996] :

- «Οι σεισμικές παραμορφώσεις υποτιμούνταν σημαντικά με βάση τα καθορισμένα επίπεδα πλευρικής δύναμης. Αυτό σε συνδυασμό με τη χρήση απλοποιητικών μεθοδολογιών, που δεν προσομοίωναν επαρκώς τη ρηγμάτωση στον υπολογισμό των μετατοπίσεων, οδήγησε σε χαμηλές προβλέψεις των αναμενόμενων μετατοπίσεων» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 3].
- «Δεδομένου ότι τα τεχνητά επίπεδα σεισμικής δύναμης ήταν χαμηλά, ο λόγος βαρυτικού φορτίου προς σεισμική δύναμη που υιοθετήθηκε για τον σχεδιασμό ήταν λανθασμένος. Αυτό οδήγησε σε διαγράμματα κατανομής ροπών, υπό συνδιαστική βαρυτική φόρτιση με τις σεισμικές δυνάμεις, που όχι μόνο ήταν χαμηλά, αλλά συχνά είχαν και λάθος σχήμα. Τα σημεία μηδενισμού της καμπτικής ροπής είχαν σοβαρά εσφαλμένη θέση, με αποτέλεσμα λανθασμένες τοποθετήσεις οπλισμών. Οι θέσεις και τα μεγέθη των ροπών στα κρίσιμα τμήματα ήταν επίσης λανθασμένα. Σε πολλές περιπτώσεις, όταν τα βαρυτικά φορτία και οι σεισμικές δυνάμεις είχαν ως αποτέλεσμα την δημιουργία ροπών αντίθετου πρόσημου σε ένα δεδομένο τμήμα, η τελική ροπή σχεδιασμού θα μπορούσε να έχει ακόμη και εσφαλμένο πρόσημο, εξαιτίας της κυριαρχίας του φορτίου βαρύτητας» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 3-4].
- Οι ανελαστικές δομικές δράσεις και οι έννοιες που σχετίζονται με την πλαστιμότητα και τον ικανοτικό σχεδιασμό, είναι κρίσιμες για την επιβίωση ανελαστικών συστημάτων που υπόκεινται σε σοβαρή σεισμική καταπόνηση και δεν λαμβάνονταν υπόψη στη διαδικασία ελαστικού σχεδιασμού. «Επομένως, οι δυνητικά κρίσιμες θέσεις πλαστικής άρθρωσης δεν ήταν σχεδιασμένες λεπτομερώς ώστε να αντέχουν μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς μείωση της αντοχής, και η διατμητική

αντοχή των μελών δεν ήταν μεγαλύτερη από την καμπτική αντοχή, ώστε να αποφευχθεί ψαθυρή διατμητική αστοχία» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 5].

### 1.1.2 Σεισμικές μετατοπίσεις

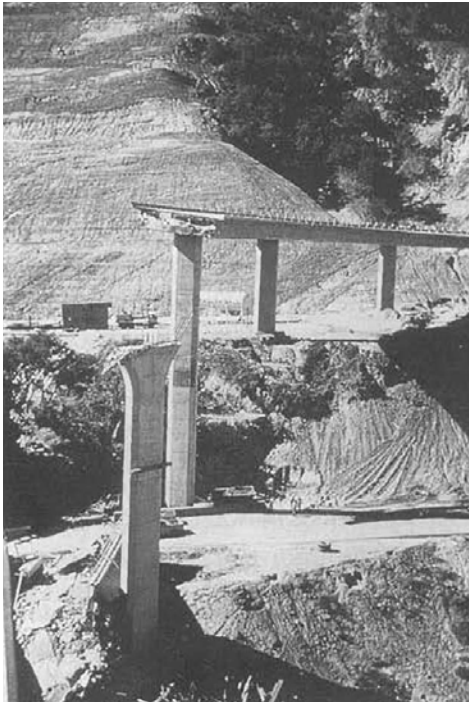
Εξαιτίας των υποτιμημένων σεισμικών μετατοπίσεων που βασιζόταν στην ελαστική θεωρία, στην απλοποιητική προσομοίωση της δυσκαμψίας, και στα χαμηλά επίπεδα πλευρικής δύναμης, τα πλάτη έδρασης που δίνονταν στις αρθρώσεις κίνησης ήταν μικρά ή σε μη ρεαλιστικό επίπεδο, και οι πλευρικοί διαχωρισμοί μεταξύ γειτονικών κατασκευών ήταν τυπικά ανεπαρκείς με αποτέλεσμα την σύγκρουση μεταξύ τους [Priestley κ.ά., 1996].

Ένα σημαντικό πρόβλημα που απορρέει από το ανεπαρκές πλάτος έδρασης είναι η κατάρρευση του ανοίγματος λόγω ανατροπής στις αρθρώσεις κίνησης, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.1 και στην Εικόνα 1.2. Η κατάρρευση προκαλείται όταν η σχετική κίνηση μεταξύ των γειτονικών ανοιγμάτων δημιουργεί μεγαλύτερη μετακίνηση στη διαμήκη διεύθυνση από ότι το πλάτος έδρασης του ανοίγματος και αποτελεί σημαντικό πρόβλημα για ψηλές γέφυρες με πολλά ανοίγματα [Priestley κ.ά., 1996]. Τα μαλακά εδάφη έχουν σαν αποτέλεσμα την μεγέθυνση της εδαφικής διέγερσης και επακόλουθα της καταπόνησης της κατασκευής αυξάνοντας την πιθανότητα ανατροπής [Priestley κ.ά., 1996]. Επίσης, επειδή τα εδάφη κορεσμένων αμμωδών αργίλων ή αργιλωδών άμμων μπορούν να ρευστοποιηθούν κατά την διάρκεια ενός σεισμού, όταν οι κολώνες μίας γέφυρας στηρίζονται σε τέτοιου είδους εδάφη και εκείνα ρευστοποιηθούν, τότε χάνεται η στήριξη των υποστυλωμάτων και δημιουργούνται μεγάλες κάθετες ή/και πλευρικές μετατοπίσεις που δεν συσχετίζονται με την δονητική απόκριση [Priestley κ.ά., 1996]. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η γέφυρα της Εικόνα 1.1 στην οποία επήλθε αστοχία στους συνδέσμους που σύνδεαν το άνοιγμα με την στήριξη, εξαιτίας των μεγάλων μετατοπίσεων που προκλήθηκαν από την ρευστοποίηση του εδάφους.



Εικόνα 1.1 Ανατροπή απλά στηριζόμενου ανοίγματος, Γέφυρα Nishinomiya-ko, 1995 σεισμός Kobe [Priestley κ.ά., 1996].

Οι κατασκευές που βρίσκονται πολύ κοντά ή μια στην άλλη πρέπει να έχουν μεταξύ τους μια επαρκή απόσταση, τέτοια ώστε οι σεισμικές μετατοπίσεις των κατασκευών να μην την υπερβαίνουν. Σε περίπτωση λανθασμένης εκτίμησης αυτού του διακένου υπάρχει η περίπτωση κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης, οι παρακείμενες κατασκευές να συγκρούονται μεταξύ τους, οδηγώντας έτσι σε βλάβες, οι οποίες γίνονται ακόμη πιο σημαντικές όταν οι παρακείμενες κατασκευές δεν έχουν ίδιο ύψος, όπως στην Εικόνα 1.3, με αποτέλεσμα την κρούση της ανωδομής της μιας κατασκευής με κάποιο στοιχείο υποστυλώματος της άλλης [Priestley κ.ά., 1996].



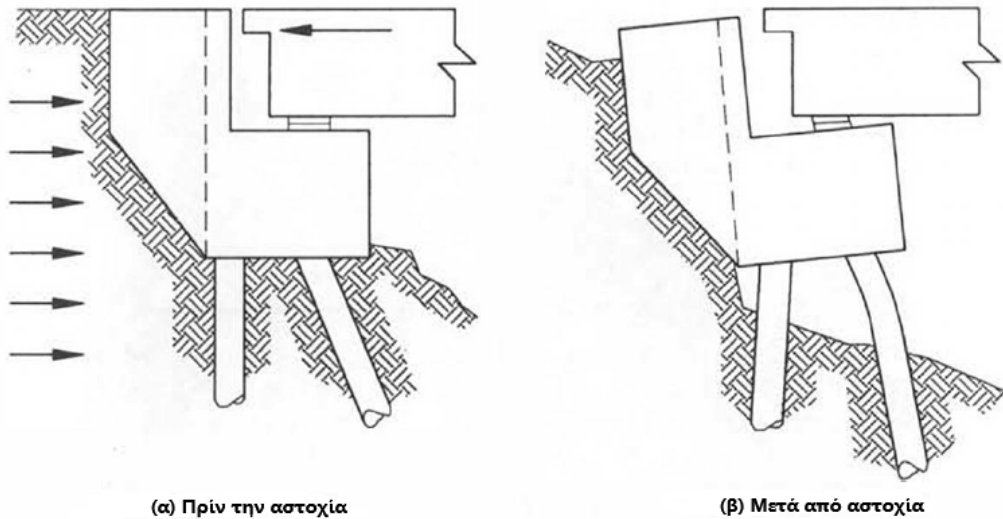
Εικόνα 1.2 Κατάρρευση ανοίγματος, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996].



Εικόνα 1.3 Σύγκρουση των I-208 China Basin/Νότιας κοιλαδογέφυρας, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].

### 1.1.3 Περιστροφική ολίσθηση ακροβάθρου

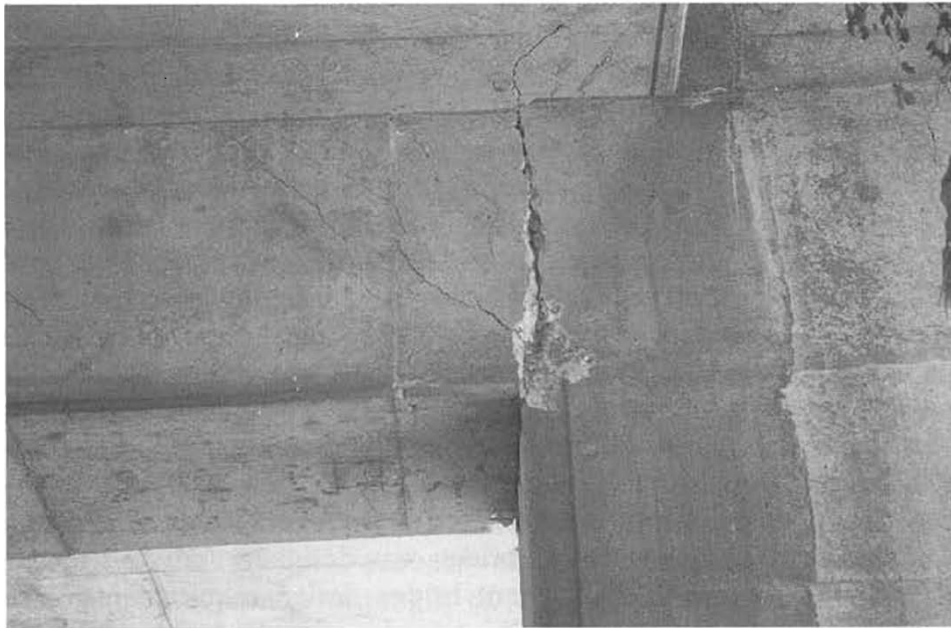
Ο [Priestley κ.ά., 1996] αναφέρει ότι «τα ανεπαρκώς συμπιεσμένα εδάφη έχουν την τάση να καθιζάνουν προς την γέφυρα, σπρώχνοντας το κάτω μέρος του ακροβάθρου προς τα μέσα καθώς παρασύρεται από το κινούμενο έδαφος» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 10]. Τα ακροβάθρα όταν βρίσκονται πάνω σε μαλακό έδαφος, ή αν το τεχνητό επίχωμα του ακροβάθρου είναι ελλιπώς συμπυκνωμένο, τότε είναι πιθανόν το έδαφος να υποστεί καθίζηση με αποτέλεσμα την περιστροφή του ακροβάθρου, καθώς η ανωδομή επαφίεται με το πάνω μέρος του ακροβάθρου και περιορίζει τη μετακίνηση του με αποτέλεσμα να περιστραφεί [Priestley κ.ά., 1996], όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.4.



Εικόνα 1.4 Ολίσθηση και περιστροφή ακροβάθρου [Priestley κ.ά., 1996].

#### 1.1.4 Αστοχίες στη δοκό έδρασης

«Αστοχίες στη δοκό έδρασης δημιουργήθηκαν το 1989 από το σεισμό Loma Prieta (Εικόνα 1.5) και επακόλουθες σεισμικές εκτιμήσεις υπάρχοντων μεσοβάθρων οπλισμένου σκυροδέματος υποδεικνύουν σημαντικές ελλείψεις σε τρεις τομείς: (1) στη διατμητική αντοχή ιδιαίτερα εκεί όπου οι σεισμικές και οι βαρυτικές διατμητικές δυνάμεις λειτουργούν προσθετικά, (2) ανεπαρκής αγκύρωση του οπλισμού της αρνητικής (άνω) ροπής, και (3) ανεπαρκής αγκύρωση του οπλισμού της δοκού έδρασης μέσα στις ακραίες περιοχές» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 22].



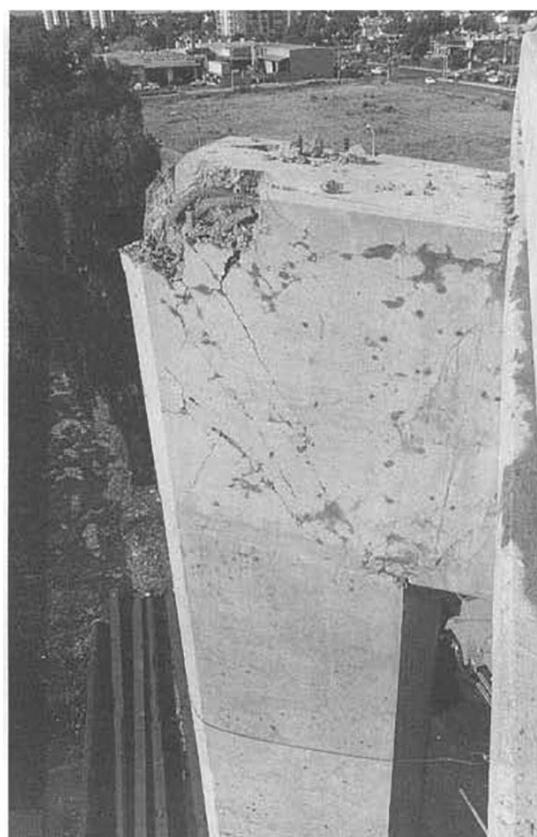
Εικόνα 1.5 Ρωγμές θετικών ροπών στη δοκό έδρασης στο εσωτερικό μέτωπο υποστυλώματος, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].

### 1.1.5 Αστοχίες στις συνδέσεις μελών

«Οι δυνάμεις που ασκούνται στα μέλη μεταφέρονται στους κόμβους που τα συνδέουν μεταξύ τους, έχοντας σαν αποτέλεσμα οριζόντιες και κάθετες διατμητικές δυνάμεις που μπορεί να είναι πολλαπλάσιες των μεμονωμένων διατμητικών στα ξεχωριστά μέλη» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 23]. Αυτό γίνεται εμφανές πολλές φορές στις συνδέσεις μεταξύ κολονών και δοκού έδρασης, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.6 και στην Εικόνα 1.7 [Priestley κ.ά., 1996]. «Αυτές οι συνδιασμένες διατμητικές δυνάμεις σπανίως λαμβάνονταν υπόψη κατά τον σχεδιασμό γεφυρών και κατά συνέπεια δεν παρεχόταν κατάλληλος οπλισμός διάτμησης στους κόμβους των μελών» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 24]



Εικόνα 1.6 Διατμητική αστοχία συνδέσμου, κοιλαδογέφυρα I-880, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].



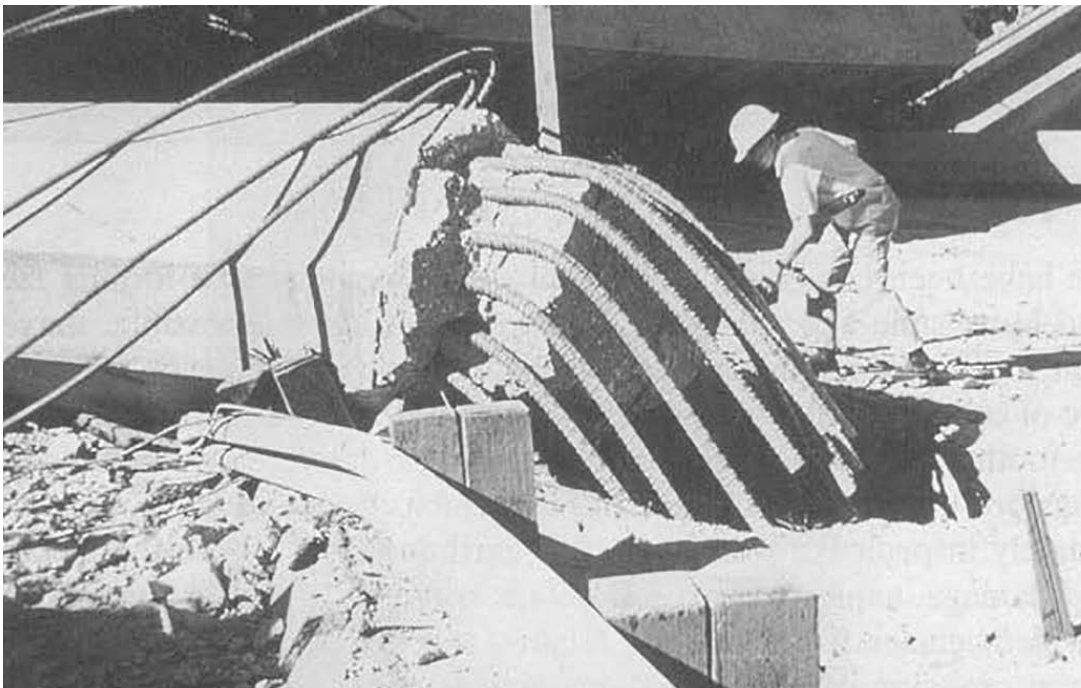
Εικόνα 1.7 Αστοχία άρθρωσης στον I-980 (βάθρο 38), σεισμός Loma Prieta 1989 [Priestley κ.ά., 1996].

### 1.1.6 Αστοχίες στη θεμελίωση

Η αστοχία στο πέδιλο σπάνια προκύπτει από σεισμικές διεγέρσεις. Όπως αναφέρει ο [Priestley κ.ά., 1996] αυτό συμβαίνει για διάφορους λόγους. Για παράδειγμα, υπάρχει περίπτωση να μην αναπτυχθούν οι μέγιστες εφικτές δυνάμεις στο πέδιλο, καθώς επέρχεται αστοχία νωρίτερα στα υποστυλώματα. Ένας ακόμη λόγος είναι ότι ο λικνισμός του πέδिलου το προστατεύει από μεγάλες σεισμικές δυνάμεις.

«Παρόλη την έλλειψη αναφερόμενων βλαβών, αναλύσεις τυπικών λεπτομερειών, συνηθισμένων σε προγενέστερους σχεδιασμούς πέδिलων αποκαλύπτουν ελλείψεις σε: (1) καμπτική αντοχή πέδिलου, (2) διατμητική αντοχή πέδिलου αφού σπάνια παρεχόταν

διατμητικός οπλισμός στο πέδιλο, (3) διατμητική αντοχή στους κόμβους στην περιοχή αμέσως κάτω από τα υποστυλώματα η οποία υποβάλλεται σε μεγάλες διατμητικές δυνάμεις, όπως συμβαίνει και με τις συνδέσεις δοκού έδρασης-υποστυλωμάτων που συζητήθηκε παραπάνω, (4) αγκίστρωση και ανάπτυξη οπλισμού του υποστυλώματος, που τυπικά στο παρελθόν παρέχονταν από εκτάσεις ευθείων ράβδων προς τα κάτω μέσα στο θεμέλιο, είτε αγκίστρα 90 μοιρών λυγισμένα μακριά από το υποστυλωμα, μια πρακτική που οξύνει τα προβλήματα εξαιτίας διάτμησης και (5) ανεπαρκής σύνδεση μεταξύ πασσάλων εφελκυσμού και πέδιλου. Ένα δραματικό παράδειγμα των συνεπειών ανεπαρκούς ανάπτυξης του διαμήκη οπλισμού του υποστυλώματος φαίνεται στην Εικόνα 1.8» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 27].



Εικόνα 1.8 Αστοχία εξόλκευσης, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996].

### 1.1.7 Αστοχίες στο υποστυλωμα

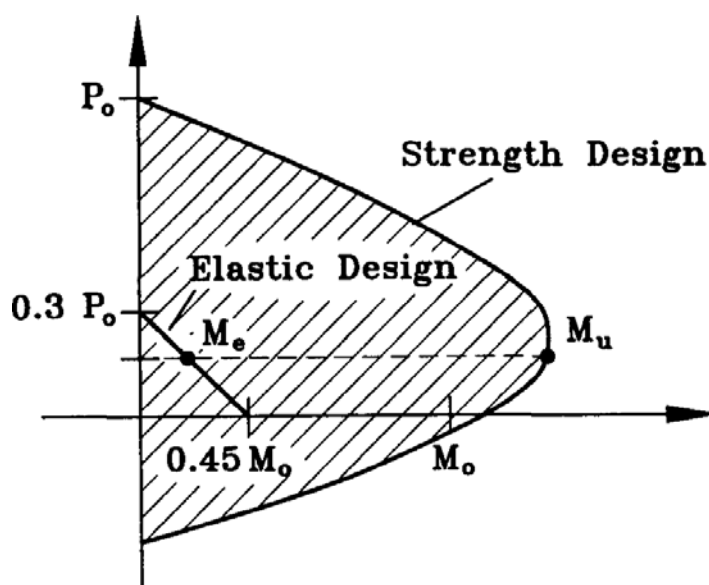
Στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος υπάρχει μεγάλη ανάγκη να δομείται η ικανότητα τους να είναι πλάστιμες σε περιοχές όπου πιθανόν να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση. Μέχρι τη δεκαετία του 1970, οι σχεδιαστές δεν γνώριζαν γενικά την ανάγκη και την χρησιμότητα αυτής της ιδιότητας [Priestley κ.ά., 1996]. Σε αυτό το σημείο θα γίνει εκτενέστερη αναφορά στις βλάβες που μπορούν να προκληθούν στα υποστυλώματα των γεφυρών, καθώς η καταπόνηση των υποστυλωμάτων εξετάζεται σε αυτή την εργασία σε μετέπειτα κεφάλαια. Οι πιο συνηθισμένες αιτίες για την αστοχία υποστυλωμάτων, συνέπεια της φιλοσοφίας του ελαστικού σχεδιασμού συζητούνται παρακάτω.

#### 1.1.7.i Ανεπαρκής αντοχή στην κάμψη

Όπως προαναφέρθηκε, στον ελαστικό σχεδιασμό οι πλευρικές (lateral) δυνάμεις που χρησιμοποιούνταν για τον χαρακτηρισμό της σεισμικής δράσης, ήταν πολύ χαμηλές, της τάξης του 6% του βάρους, αν και εκτιμάται ότι τα επίπεδα της ελαστικής απόκρισης είναι

ικανά να υπερβούν ακόμη και το 100% του βάρους. Αυτή η διαφορά φαίνεται πολύ μεγάλη, όμως στην πραγματικότητα η απόκλιση της πραγματικής αντοχής και του επιπέδου της ελαστικής απόκρισης είναι πολύ πιο μικρή επειδή η ελαστική ανάλυση είχε συντηρητική φύση για την κάμψη υποστυλωμάτων. Στην Εικόνα 1.9 συγκρίνονται τα τυπικά διαγράμματα αλληλεπίδρασης αξονικού φορτίου-ροπής (P-M) για υποστυλώματα για ελαστικό σχεδιασμό και σχεδιασμό αντοχής. Η συντηρητική φύση φαίνεται στο ότι «ο ελαστικός σχεδιασμός τυπικά βασίστηκε σε γραμμική αλληλεπίδραση μεταξύ της ροπής M και του αξονικού φορτίου P, από περίπου 45% της αντοχής σε κάμψη κάτω από καθαρή κάμψη έως περίπου το 30% της αξονικής αντοχής σε συμπίεση για καθαρή συμπίεση» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 13].

Αυτό σημαίνει όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.9 ότι η μέγιστη ικανότητα ροπής (moment capacity) μειώνεται όσο αυξάνεται η αξονική συμπίεση, ενώ κανονικά όπως φαίνεται στην καμπύλη του σχεδιασμού αντοχής, για χαμηλά επίπεδα αξονικού φορτίου, που είναι συνήθη για υποστυλώματα γεφυρών η χωρητικότητα ροπής αυξάνεται με την αξονική συμπίεση. «Κατά συνέπεια, η πραγματική αντοχή στην κάμψη δεν είναι σπάνιο να είναι τρεις με τέσσερις φορές το ελαστικό επίπεδο σχεδιασμού, όπως προτείνεται στην Εικόνα 1.9. Μπορεί να υπάρξει περαιτέρω ενίσχυση από τις αντοχές των υλικών, ιδιαίτερα από την αντοχή διαρροής του οπλισμού όταν υπερβαίνει τις προδιαγραφόμενες τιμές, και από τη σκλήρυνση του οπλισμού του στελέχους» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 13]. Σαν αποτέλεσμα αυτών, οι αντοχές σε πλευρικές δυνάμεις κάμψης αντιστοιχούν μέχρι και στο 25% του βάρους, επίπεδα παρόμοια με τις απαιτήσεις μεταγενέστερων κανονισμών. Η κρίσιμη διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι οι μεταγενέστεροι κανονισμοί λάμβαναν υπόψη τους την πλαστιμότητα, ενώ στον ελαστικό σχεδιασμό τα πιθανά επίπεδα απόκρισης μπορεί να είναι και μεγαλύτερα του 100% του βάρους, δηλαδή πολύ μεγαλύτερα του 25% επομένως και πάλι αυτή η τελικώς αυξημένη αντοχή είναι ανεπαρκής για την προσέγγιση ελαστικής σχεδίασης όπου δεν λαμβάνεται υπόψη η ιδιότητα της πλαστιμότητας.

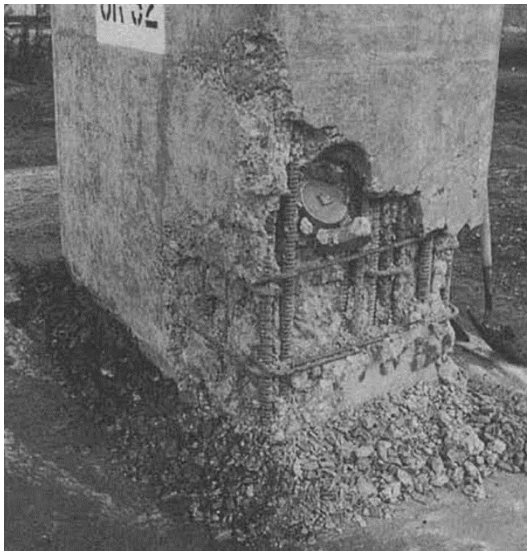


Εικόνα 1.9 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης υποστυλώματος (Αξονικό φορτίου-Ροπής) [Priestley κ.ά., 1996].



### 1.1.7.ii Αναξιόπιστη αντοχή στην κάμψη του υποστυλώματος

«Οι επιδράσεις της μετάθεσης των εφελκυστικών τάσεων έχουν ως αποτέλεσμα τις μέγιστες παραμορφώσεις του οπλισμού, σχεδόν σταθερές για ύψος πάνω από τη βάση του υποστυλώματος ίσο με το ήμισυ της διαμέτρου του» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 14]. Το ανεπαρκές μήκος αλληλοεπικάλυψης του διαμήκους οπλισμού σε τοποθεσίες αμέσως πάνω από το θεμέλιο, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.10, καθιστά αδύνατη την ανάπτυξη της αντοχής των ράβδων και εξαιτίας των μέγιστων παραμορφώσεων στις τοποθεσίες αυτές επέρχεται αστοχία. Επίσης, όταν στα σημεία μέγιστης ροπής υπάρχουν μετωπικές ενώσεις (ματίσεις) του διαμήκους οπλισμού, η αντοχή στην κάμψη ενδέχεται να είναι ανεπαρκής, καθώς είναι δύσκολο να εξασφαλισθεί η αντοχή και η ολκιμότητα των κολλήσεων. Η Εικόνα 1.11 δείχνει ένα παράδειγμα καμπτικής αποτυχίας υποστυλώματος της οδού ταχείας κυκλοφορίας Hanshin στον σεισμό στο Kobe του 1995 που προκλήθηκε από την αποτυχία μεγάλου αριθμού μετωπικών συγκολλήσεων στην ίδια θέση, κοντά στη βάση του υποστυλώματος [Priestley κ.ά., 1996] και το υποστυλωμα που απεικονίζεται ήταν μία εκ των πολλών (τουλάχιστον 50), όπου η αστοχία της συγκόλλησης συνέβαλε στην αστοχία του υποστυλώματος.



Εικόνα 1.10 Αστοχία δεσμού της αλληλοεπικάλυψης του οπλισμού στη βάση του υποστυλώματος, 1989 σεισμός Loma Prieta [Priestley κ.ά., 1996].



Εικόνα 1.11 Αστοχία κολλήσεων διαμήκη οπλισμού υποστυλώματος, 1995 σεισμός Kobe [Priestley κ.ά., 1996].

### 1.1.7.iii Ανεπαρκής ικανότητα πλαστιμότητας

Εξαιτίας του συντηρητικού σχεδιασμού για κάμψη των υποστυλωμάτων που υιοθετήθηκε από τον ελαστικό σχεδιασμό, η αντοχή των υποστυλωμάτων γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος στην κάμψη μπορεί να είναι υψηλότερη από την αναμενόμενη. Η αντοχή αυτή όμως εξακολουθεί να μην πληροί της απαιτήσεις σε αντοχή για ελαστική απόκριση σε σεισμούς αναμενόμενων εντάσεων.

«Για να επιβιώσουν έντονη σεισμική επίθεση, οι κατασκευές πρέπει να έχουν πλαστιμότητα. Η πλαστιμότητα, που μερικές φορές ονομάζεται ανθεκτικότητα (toughness), είναι η ιδιότητα των κατασκευών να παραμορφώνονται μέσω πολλών κύκλων



μετατοπίσεων πολύ μεγαλύτερων από την μετακίνηση διαρροής, χωρίς σημαντική υποβάθμιση της αντοχής» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 15]. Οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από τους κύκλους μπορεί να σε κάποιες περιπτώσεις 6 ή και 8 φορές μεγαλύτερες από την μετακίνησης διαρροής, συνεπώς μια κατασκευή πρέπει να διαθέτει τέτοια ικανότητα πλαστιμότητας ώστε να μην υποβαθμιστεί η αντοχή της μετά από ένα σεισμικό γεγονός που δημιουργεί τέτοιες μετατοπίσεις.

Στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων προκαλείται αποφλοίωση (spalling) της επικάλυψης του σκυροδέματος εξαιτίας της υπέρβασης της ικανότητας σε θλίψη του απερίσφικτου σκυροδέματος της επικάλυψης, όταν τα επίπεδα μετακίνησης υπερβαίνουν κατά 2-3 φορές την μετακίνησης διαρροής. Η σύνθλιψη επεκτείνεται και στο σκυρόδεμα του πυρήνα σε περίπτωση που αυτό δεν είναι καλά περισφιγμένο με πυκνό τοποθετημένο οπλισμό περίσφιξης. Αν αυτό συμβεί, ο διαμήκης οπλισμός λυγίζει και το φορτίο βαρύτητας δεν είναι δυνατόν να στηριχθεί. Στην Εικόνα 1.12 φαίνεται ο λιγιστός εγκάρσιος οπλισμός που υπάρχει στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης με το περισφιγμένο σκυρόδεμα να έχει συνθλιβεί. Στην Εικόνα 1.13 «ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός ήταν πυκνά τοποθετημένος για μια απόσταση από τη βάση ίση με τη διάμετρο του υποστυλώματος, εξαιτίας του τοίχους που σύνδεε τα υποστυλώματα, ανάγκασε τις πλαστικές αρθρώσεις να σχηματιστούν αμέσως πάνω από το τοίχος, εκεί που η κάθετη απόσταση του εγκάρσιου οπλισμού είχε αυξηθεί» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 17].



Εικόνα 1.12 Αστοχία οπλισμού περίσφιξης στην κορυφή υποστυλώματος, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996].



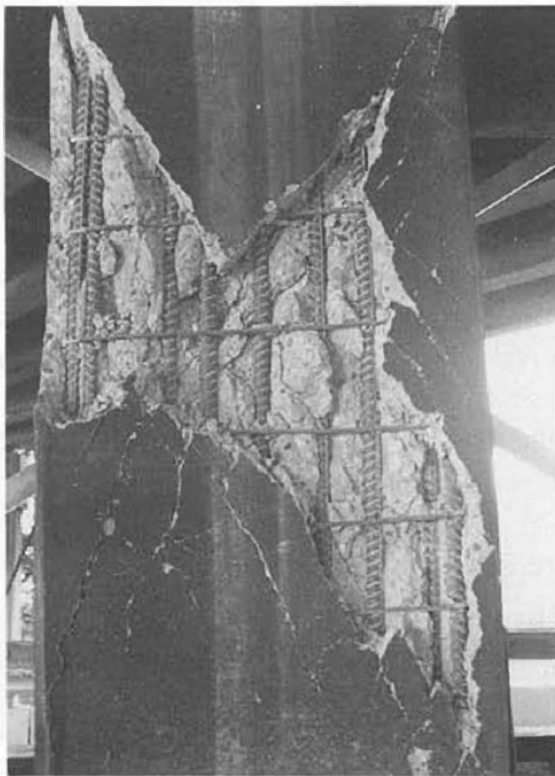
Εικόνα 1.13 Καμπτικές πλαστικές αρθρώσεις σε υποστυλώματα που αποδίδονται στο τοίχιο σύνδεσης, κοιλαδογέφυρα στο Φαράγγι Bull Creek, 1994 σεισμός Northridge [Priestley κ.ά., 1996].

#### 1.1.7.ιν Διατμητικές αστοχίες στο υποστυλώμα

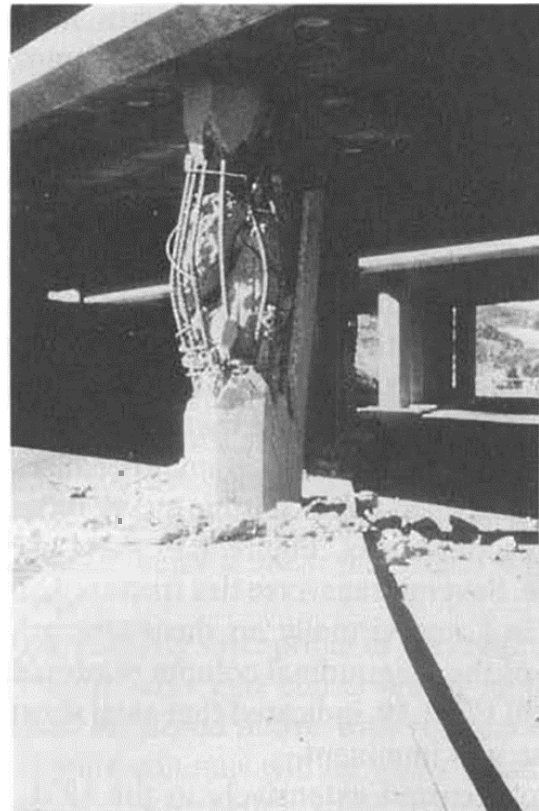
Όπως αναφέρουν οι [Priestley κ.ά., 1996] «στην Καλιφόρνια είναι συνηθισμένο να βρίσκεται σε υποστυλώματα γεφυρών εγκάρσιος οπλισμός διαμέτρου 12.7mm σε αποστάσεις 305mm ανεξάρτητα από το μέγεθος του υποστυλώματος ή της διατμητικής δύναμης» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 18-19], οδηγώντας στην υποψία ότι δεν δινόταν ιδιαίτερη σημασία στη διατμητική αντοχή των υποστυλωμάτων. Όπου λαμβάνονταν υπόψη, ο σχεδιασμός για διατμητική αντοχή ήταν γενικά λιγότερο συντηρητικός σε σχέση με εκείνον

για αντοχή σε κάμψη, αφού πριν το 1970 δεν ήταν γνωστό πως είναι ανάγκη να διασφαλίζεται ότι η αντοχή σε διάτμηση πρέπει να ξεπερνάει εκείνη της αντοχής σε κάμψη (εξαιτίας της θραυστικής και απότομης διατμητικής αστοχίας που την καθιστά πιο επικίνδυνη), με αποτέλεσμα να υπάρχουν υποστυλώματα γεφυρών όπου η αντοχή σε κάμψη είναι διπλάσια ή και τριπλάσια εκείνης σε διάτμηση.

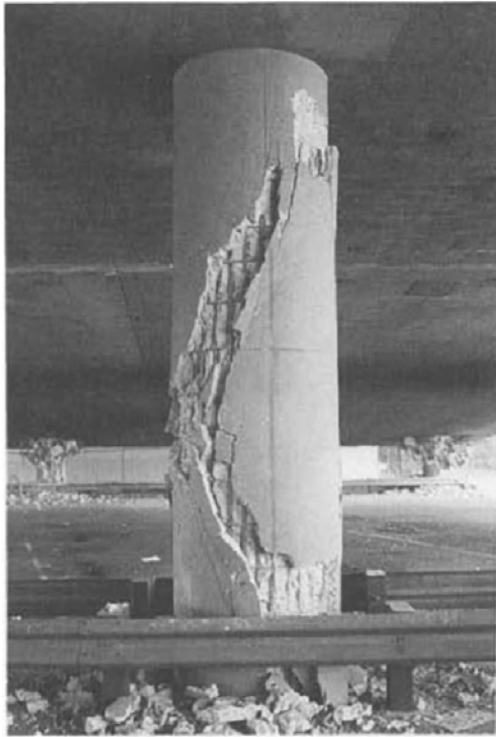
Ανάλυση των υποστυλωμάτων από τον οδικό δικτύου I-5 / I-605 (Εικόνα 1.14), που απέτυχαν σε διάτμηση στο σεισμό του Whittier το 1987 έδειξε ότι οι αντοχές διάτμησης ήταν μόνο περίπου το 30% της αντοχής στην κάμψη. Η Εικόνα 1.14 δείχνει βλάβη σε ένα από τα υποστυλώματα αυτής της γέφυρας όπου «αρκετοί εγκάρσιοι δεσμοί έσπασαν, τα πλάτη διατμητικής ρωγμής ξεπέρασαν τα 25 mm και ουσιαστικά δεν έμεινε καμία αντοχή σε διάτμηση μετά τον σεισμό ενώ ταυτόχρονα η καμπύλωση-λυγισμός του διαμήκη οπλισμού αποδεικνύει ότι έλαβε χώρα αξονικό κόντεμα στο υποστυλόμετρο και η κατάρρευση ήταν επικείμενη» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 19]. Επίσης, φαίνεται στην Εικόνα 1.15 ότι δεν έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα ενώ στη μέση του υποστυλώματος υπάρχει ψαθυρή διατμητική αστοχία αποτέλεσμα του ότι η καμπτική αντοχή είναι μεγαλύτερη από την διατμητική, και ο διαμήκης οπλισμός έχει υποστεί λυγισμό. Γενικά εξαιτίας της αστοχίας του εγκάρσιου οπλισμού, η διατμητική αστοχία του υποστυλώματος συχνά οδηγεί σε απώλεια της δομικής συνοχής του, με επακόλουθη αποτυχία υπό φορτία βαρύτητας. Παραδείγματα κατάρρευσης υποστυλώματος που προκλήθηκε από διατμητικές αστοχίες παρουσιάζονται επίσης στην Εικόνα 1.16 και στην Εικόνα 1.17.



Εικόνα 1.14 Ψαθυρή διατμητική αστοχία στο υποστυλόμετρο του οδικού δικτύου I-5/I-605, 1987 σεισμός Whittier [Priestley κ.ά., 1996].



Εικόνα 1.15 Διατμητική αστοχία εκτός περιοχής πλαστικής άρθρωσης, 1971 σεισμός San Fernando [Priestley κ.ά., 1996]



Εικόνα 1.16 Διατμητική αστοχία σε υποστύλωμα, αυτοκινητόδρομος I-10 ανισόπεδος κόμβος Fairfax/Washington, 1994 σεισμός Northridge [Priestley κ.ά., 1996].



Εικόνα 1.17 Διατμητική αστοχία σε υποστύλωμα, I-118 ανισόπεδος κόμβος Mission/Gothic, 1994 σεισμός Northridge [Priestley κ.ά., 1996].

Σε αντίθεση με το υποστύλωμα στην Εικόνα 1.15, στην Εικόνα 1.18 η διατμητική αστοχία έχει συμβεί εντός της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης στην κορυφή του υποστυλώματος, οδηγώντας στο συμπέρασμα ότι «η διατμητική αντοχή στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων είναι μικρότερη από ότι στις περιοχές που δεν σχηματίζουν άρθρωση» [Priestley κ.ά., 1996, σελ. 20] , εξαιτίας του ότι υπό συνθήκες καμπτικής πλαστιμότητας τα πλάτη των καμπτικών - διατμητικών ρωγμών αυξάνονται και συνεπώς η αλληλοεμπλοκή των αδρανών (μηχανισμός διατμητικής αντοχής) μειώνεται.



Εικόνα 1.18 Διατμητική αστοχία εντός της περιοχής πλαστικής άρθρωσης, σεισμός 1971 San Fernando [Priestley κ.ά., 1996]

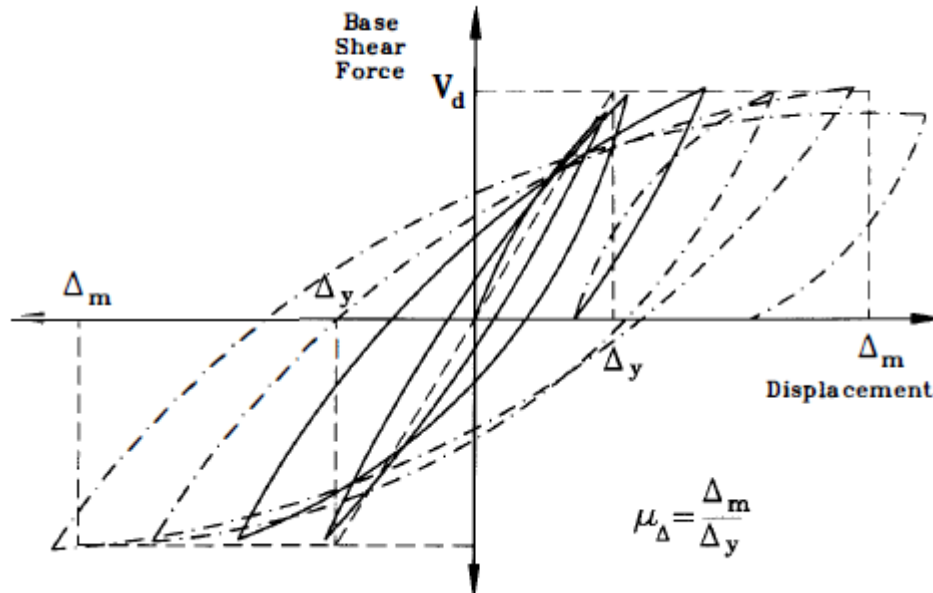
## 1.2 Πλαστιμότητα και απόσβεση ενέργειας

Είναι γνωστό πλέον ότι οι κατασκευές έχουν την δυνατότητα να παραμορφώνονται ανελαστικά διαμέσου μίας κυκλικής απόκρισης, χωρίς να υποβαθμίζεται σημαντικά η αντοχή ή η δυσκαμψία τους με αποτέλεσμα κατασκευές με λιγότερη αντοχή από εκείνη που θα απαιτούταν για ελαστικό σχεδιασμό να συμπεριφέρονται καλύτερα σε σεισμικές διεγέρσεις. Η ιδιότητα αυτή των κατασκευών λέγεται πλαστιμότητα. Σε χαμηλού μεγέθους σεισμικές διεγέρσεις αυτή η παραμόρφωση είναι τόσο μικρή που σχεδόν φαίνεται ότι η κατασκευή έχει αποκριθεί ελαστικά, δηλαδή ότι δεν έχει αποκτήσει καμία μόνιμη παραμόρφωση μετά την διέγερση. Σε περίπτωση που οι διεγέρσεις από το σεισμό είναι εντονότερες όπως προαναφέρθηκε (1.1.7.iii), απαιτείται από την κατασκευή να αντέξει μεγαλύτερες μετατοπίσεις, οι οποίες ενδέχεται να είναι τέτοιου μεγέθους ικανές ώστε η θλιπτική τάση που ασκείται στο σκυρόδεμα στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης να προκαλέσουν αποφλοίωση της επικάλυψης. Αν ο οπλισμός έχει σχεδιαστεί κατάλληλα τότε το σκυρόδεμα του πυρήνα αναμένεται να είναι ικανό, ακόμη και αν υπάρχουν καμπτικές ρωγμές, κάτι που σημαίνει ότι είναι εφικτή η μετασεισμική επισκευή με επανεγκατάσταση της επικάλυψης και σφράγιση των ρωγμών.

Η πλαστιμότητα ορίζεται μαθηματικά ως ο λόγος της παραμόρφωσης σε δεδομένο επίπεδο απόκρισης προς την παραμόρφωση στην απόκριση διαρροής  $\Delta_y$ . Οπότε, αν η μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται να προκληθεί από τον σεισμό σχεδιασμού είναι  $\Delta_m$ , ο μέγιστος δείκτης πλαστιμότητας μετακίνησης  $\mu_\Delta$  ορίζεται ως:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad \text{Εξίσωση 1.1}$$

Η περιοχή εντός της ανελαστικής καμπύλης τέμνουσας βάσης-μετακίνησης στην Εικόνα 1.19 είναι ένα μέτρο της ικανότητας της κατασκευής να απορροφά ενέργεια. Μερικές φορές ονομάζεται υστερετική απόσβεση και η ενέργεια που απορροφάτε ονομάζεται υστερετική ενέργεια.



Εικόνα 1.19 Ορισμός της πλαστιμότητας μετακίνησης [Priestley κ.ά., 1996]

### 1.2.1 Δείκτες βλάβης Park & Ang

Σκοπός της χρήσης δεικτών σεισμικής βλάβης, είναι ο ποιοτικός χαρακτηρισμός των βλαβών που προέκυψαν από κάποια σεισμική φόρτιση σε μια κατασκευή, και η περιγραφή της κατάστασης της. Γίνεται εκτίμηση του βαθμού βλάβης είτε σε ολόκληρη κατασκευή, είτε σε ένα στοιχείο της, και συνάμα αναγνωρίζεται η υποβάθμιση στην αντοχή και στη δυσκαμψία του υπό εξέταση μέρους. Η χρήση των δεικτών σεισμικής βλάβης είναι σημαντική για περιπτώσεις όπου, μετασεισμικά, χρειάζεται η εκτίμηση της επικινδυνότητας μια κατασκευής και ο χαρακτηρισμός της ζημιάς που προκλήθηκε, σκοπεύοντας στην επέμβαση και αποκατάσταση της. Επίσης, με την χρήση των δεικτών αναγνωρίζεται η αξιοπιστία της κατασκευής ή ενός στοιχείου της σε επικείμενο σεισμικό συμβάν, πράγμα που αν αμεληθεί μπορεί να οδηγήσει σε πλήρη κατάρρευση ενώ μπορεί να αποφευχθεί με την χρήση προσεισμικής ενίσχυσης.

Η σεισμική βλάβη μπορεί να εκφραστεί σαν τον γραμμικό συνδυασμό της μέγιστης παραμόρφωσης και της υστερητικής ενέργειας εκφραζόμενη με βάση τον δείκτη βλαβών [Park κ.ά., 1985]:

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad \text{Εξίσωση 1.2}$$

όπου,  $D$  = δείκτης βλαβών,  $\delta_M$  = μέγιστη παραμόρφωση απόκρισης,  $\delta_u$  = μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης υπό στατική φόρτιση,  $Q_y$  = αντοχή διαρροής,  $dE$  = αυξητική απορροφούμενη υστερητική ενέργεια (εξαιρουμένης της δυνητικής ενέργειας),  $\beta$  = συντελεστής για το φαινόμενο κυκλικής φόρτισης.

Ακολουθώντας μια πιο πρόσφατη έκφραση του δείκτη βλάβης Park & Ang σύμφωνα με το [Panchireddi και Ghosh, 2019], στη γενική μορφή ο δείκτης βλαβών προβλέπει την σεισμική βλάβη σαν ένα συνδυασμό της ικανότητας πλαστιμότητας και της αποσβεσμένης υστερητικής ενέργειας:

$$D = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \beta \frac{E_h}{M_y \theta_y \mu_u} \quad \text{Εξίσωση 1.3}$$

όπου,  $E_h$  = η συνολική υστερητική ενέργεια που διασκορπίστηκε στην κατασκευή σε ένα σεισμικό συμβάν [ $kN - m$ ],  $M_y$  = η ροπή στο όριο διαρροής (yield moment capacity) [ $kNm$ ],  $\theta_y$  = η στρόφη στο όριο διαρροής [ $radians$ ],  $\beta$  = αδιάστατη σταθερά = 0.05 για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος,  $\mu_m$  = η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας (maximum ductility demand) που προκλήθηκε από ένα σεισμικό συμβάν:

$$\mu_m = \frac{\varphi_m}{\varphi_y} \quad \text{Εξίσωση 1.4}$$

όπου,  $\varphi_m$  = η μέγιστη καμπυλότητα που προκλήθηκε από το σεισμικό συμβάν [ $1/m$ ],  $\varphi_y$  = η καμπυλότητα στο όριο διαρροής [ $1/m$ ],  $\mu_u$  = η μέγιστη ικανότητα πλαστιμότητας υπό στατική φόρτιση:

$$\mu_u = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad \text{Εξίσωση 1.5}$$

όπου,  $\varphi_u$  = η καμπυλότητα στο όριο αστοχίας [ $1/m$ ]

Οι τιμές του δείκτη βλάβης,  $D$ , είναι τέτοιες ώστε η τιμή  $D \geq 1.0$  να υποδεικνύει πλήρη κατάρρευση ή ολοκληρωτική ζημιά [Park και Ang, 1985]. Μηδενική τιμή στον δείκτη βλάβης υποδεικνύει άθικτη κατάσταση, ενώ ενδιάμεσες τιμές του δείκτη βλάβης  $D$ , έχουν προταθεί από τους Park & Ang και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.1, δίνοντας χαρακτηρισμούς για τις ενδιάμεσες καταστάσεις που μπορεί να βρεθεί η κατασκευή:

Επίπεδο βλάβης	Δείκτης βλάβης ( $D$ )	Φυσική εμφάνιση
Ελαφρά	$D < 0.1$	Τοπική ασήμαντη δημιουργία ρωγμών
Μικρή	$0.1 \leq D < 0.25$	Ελαφρά πιο διευρυμένη δημιουργία ρωγμών
Μέτρια	$0.25 \leq D < 0.4$	Σοβαρή δημιουργία ρωγμών, τοπική αποφλοίωση επικάλυψης
Σοβαρή	$0.4 \leq D < 1.0$	Θλίψη σκυροδέματος, εκτεθειμένος οπλισμός
Κατάρρευση	$D \geq 1.0$	Απώλεια αντίστασης φορτίων από το μέλος

Πίνακας 1.1 Ταξινόμηση επιπέδου υλικών βλαβών για διαφορετικά εύρη του δείκτη βλαβών [Park κ.ά., 1985]

### 1.3 Επίδραση επαναλαμβανόμενων-διαδοχικών σεισμικών φορτίσεων

Η επίδραση των σεισμικών φορτίων δεν είναι πάντοτε τόσο μεγάλη και εμφανής. Άλλοτε ένας σεισμός προκαλεί καταστροφές και άμεσο κίνδυνο για την ανθρώπινη ζωή, ενώ άλλοτε δρα σε μικρότερο βαθμό δημιουργώντας στοιχεία κόπωσης στις κατασκευές, τα οποία είτε εντοπίζονται και πρέπει να αντιμετωπίζονται με την συντήρηση, είτε δεν εντοπίζονται και ουσιαστικά δημιουργούν αυξημένο κίνδυνο όταν μια κατασκευή πρόκειται να δεχθεί ένα νέο σεισμικό φορτίο. Τέτοιες μικρές βλάβες στις κατασκευές με την συσσώρευσή τους ενδέχεται να οδηγήσουν και εκείνες σε σημαντικές αστοχίες ακόμη και υπό την επίδραση μικρότερων σεισμικών μεγεθών [Hatzigeorgiou, 2010 (α)]. Η παραπάνω παρατήρηση είναι σημαντική για την μελέτη και την κατανόηση της επικινδυνότητας των επαναλαμβανόμενων σεισμικών φορτίων όπως τα σεισμικά σμήνη ή οι ακολουθίες προ-σεισμού, κύριου σεισμού και μετασεισμού.

Συχνοί σεισμοί μικρής και μέτριας έντασης δεν θα πρέπει να δημιουργούν βλάβες στα δομικά στοιχεία των κατασκευών ενώ έντονοι σεισμοί αναμένεται να προκαλέσουν κάποιες επιδιορθώσιμες βλάβες [Hatzigeorgiou, 2010 (α)]. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των περισσότερων κατασκευών χρησιμοποιεί σαν εργαλείο σχεδιασμού, ένα επίπεδο σεισμικής φόρτισης, κατά την οποία η κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να ανταποκρίνεται ικανοποιητικά [Hatzigeorgiou, 2010 (α)]. Ο σεισμός στον οποίο αναμένεται ότι οι κατασκευές ανταποκρίνονται ικανοποιητικά, ονομάζεται σεισμός σχεδιασμού. Εξαιτίας της περιπλοκότητας του φαινομένου του σεισμού, η σχεδίαση κατά αυτόν τον τρόπο, λαμβάνοντας υπόψη μεμονωμένους σεισμούς σχεδιασμού, δεν μπορεί να καλύψει τις απαιτήσεις μιας κατασκευής για άρτια ανταπόκριση έναντι στο φαινόμενο και μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένη πεποίθηση ασφάλειας, καθώς «οι περισσότερες κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί με τα ισχύοντα κανονιστικά πλαίσια, θα υποστούν βλάβες σε ένα σεισμικό συμβάν επιπέδου ίδιο με το επίπεδο του σεισμού σχεδιασμού, ακόμη και αν αποδώσουν ακριβώς όπως αναμενόταν» [Hatzigeorgiou, 2010 (β), σελ. 170]. Κατά συνέπεια, δημιουργείται μια ανάγκη διερεύνησης της επίδρασης φορτίσεων οι οποίες ξεπερνούν το πλαίσιο του σεισμού σχεδιασμού. Είναι γνωστό ότι υπάρχουν σεισμοί με έντονους προ-σεισμούς και μετα-σεισμούς, συνεπώς ενδέχεται ο σχεδιασμός με βάση τον μοναδικό σεισμό σχεδιασμού να μην ικανοποιεί τις απαιτήσεις αντοχής που χρειάζεται να έχει μια κατασκευή προκειμένου να δεχτεί πολλαπλές σεισμικές φορτίσεις [Hatzigeorgiou, 2010 (α)].

Οι σεισμολόγοι περιγράφουν τους προ-σεισμούς και τους μετα-σεισμούς σαν την αρχή και το τέλος της διεργασίας απελευθέρωσης σεισμικής ενέργειας από τη διάρρηξη ενός ρήγματος [Zhai κ.ά., 2015]. Πολλαπλοί σεισμοί συμβαίνουν σε διάφορες χώρες εξαιτίας της ύπαρξης πολύπλοκων συστημάτων ρηγμάτων τα οποία δεν απελευθερώνουν όλες τις συσσωρευμένες τάσεις στην πρώτη διάρρηξη με αποτέλεσμα σε διάφορα σημεία όπου υπάρχουν υψηλές τάσεις να συμβαίνουν επακόλουθες διαρρήξεις έως ότου σταθεροποιηθεί το ρήγμα [Hosseinpour και Abdelnaby, 2017]. Συνεπώς, οι σεισμικές ακολουθίες (seismic sequences) χαρακτηρίζονται από την εμφάνιση μέτριων ή/και δυνατών σεισμικών εδαφικών κινήσεων, πριν ή/και μετά τον κύριο σεισμό, σε κοντινές ή πιο μακρές χρονικές περιόδους [Hatzigeorgiou, 2010 (α)], τυπικά όμως οι κύριοι σεισμοί ακολουθούνται από μερικούς μετασεισμούς σε κοντινό χρονικό διάστημα [Dong και Frangopol, 2015].

Σε αυτές τις περιπτώσεις η κατασκευή που έχει ήδη υποστεί βλάβες από την πρώτη σεισμική φόρτιση, ενδέχεται είτε να μην μπορεί να αντέξει την επόμενη σεισμική φόρτιση, είτε να καταστεί εντελώς ακατάλληλη στο τέλος της σεισμικής ακολουθίας [Hatzigeorgiou, 2010 (α); Hatzigeorgiou, 2010 (β)]. Οι μετασεισμοί έχουν σημαντική επίδραση στην

απόκριση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Μοναδικοί σεισμοί (single) μπορούν όπως έχει προαναφερθεί να προκαλέσουν πλαστικές παραμορφώσεις σε ανελαστικά συστήματα, οι πλαστικές παραμορφώσεις δε μπορούν να συσσωρευθούν λόγω πολλαπλής φόρτισης και η τελική παραμόρφωση να είναι μεγαλύτερη [Zhai κ.ά., 2015]. Οι πολλαπλοί σεισμοί συνεπώς χρειάζονται μεγαλύτερες απαιτήσεις μετακίνησης σε σχέση με τους μοναδικούς σεισμούς, μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας αφού οι βλάβες είναι μεγαλύτερες [Hatzigeorgiou, 2010 (α); Hatzigeorgiou, 2010 (β); Hatzigeorgiou και Liolios, 2010].

Οι γέφυρες των αυτοκινητοδρόμων είναι σημαντικότερες δομές που επηρεάζουν την οικονομία και την κοινωνία. Ιδιαίτερα έπεται από ένα καταστροφικό συμβάν όπως ο σεισμός οι καταστροφικές συνέπειες στις γέφυρες έχουν πολύ μεγάλη επίπτωση στο σύστημα μεταφοράς. Όπως προαναφέρθηκε, σε πολλές περιπτώσεις οι κύριοι σεισμοί ακολουθούνται από κάποιους μετασεισμούς σε σύντομο χρονικό διάστημα. Αυτή η κατάσταση δυσκολεύει σε πολύ μεγάλο βαθμό αν δεν καθιστά αδύνατη την επισκευή μίας γέφυρας που έχει υποστεί βλάβες από κάποιον προ-σεισμό ή από τον κύριο σεισμό, καθώς είναι επικίνδυνο να γίνονται επισκευές ενώ αναμένεται να ακολουθήσουν μετασεισμοί αγνώστου μεγέθους. Συνεπώς είναι σημαντικό να αξιολογείται η δομική απόδοση μετά από έντονο προ-σεισμό, μετά από τον κύριο σεισμό και κατά την διάρκεια των μετασεισμών. Οι μετασεισμοί έχουν μεγάλη επίδραση στην εναπομένουσα λειτουργικότητα μιας γέφυρας, και είναι ζωτικής σημασίας να λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις αυτές στη σεισμική απόκριση (seismic response) των γεφυρών.

### 1.3.1 Δείκτης βλάβης Park & Ang για διαδοχικές σεισμικές διεγέρσεις

Ο δείκτης βλαβών Park & Ang στην περίπτωση των διαδοχικών σεισμικών διεγέρσεων, δίνεται από την ίδια εξίσωση (Εξίσωση 1.3) που δίνει τον δείκτη βλάβης από μοναδική σεισμική διέγερση. Η διαφορά έγκειται στις παραμέτρους της εξίσωσης και πιο συγκεκριμένα, για την περίπτωση των διαδοχικών σεισμικών διεγέρσεων η τιμή της υστερητικής ενέργειας αλλά και της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$E_{h,n} = \sum_{i=1}^n E_{h,i} \quad \text{Εξίσωση 1.6}$$

$$\mu_{m,max} = \max(\mu_{m,1}, \dots, \mu_{m,i}, \dots, \mu_{m,n}) \quad \text{Εξίσωση 1.7}$$

όπου,  $E_{h,n}$  = η συνολική υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε στην κατασκευή μετά από  $n$  σεισμικές διεγέρσεις,  $E_{h,i}$  = η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε για την  $i$  – οστή σεισμική διέγερση και  $\mu_{m,i}$  = η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας εξαιτίας της  $i$  – οστής σεισμικής διέγερσης.

## 1.4 Διάβρωση που προκαλείται από χλωρίδια

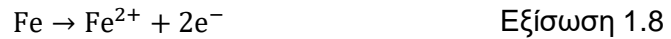
### 1.4.1 Γενικά

Η διάβρωση είναι μια φυσική ηλεκτροχημική διεργασία, κατά την οποία μεταφέρονται ηλεκτρόνια από ένα στοιχείο (κυρίως μέταλλο) σε κάποιο στοιχείο του περιβάλλοντος. Εμπεριέχει ανοδικές και καθοδικές αντιδράσεις. Η διάβρωση του χαλύβδινου οπλισμού

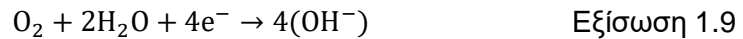


συνεπώς είναι μια ηλεκτροχημική αντίδραση μεταξύ του χάλυβα και του περιβάλλοντος που τον περικλείει [Kassir και Ghosh, 2002], δηλαδή του σκυροδέματος και των άλλων στοιχείων που έχουν διεισδύσει μέσα σε αυτό (Εικόνα 1.20). Για την περίπτωση του χάλυβα, ο μηχανισμός της διάβρωσης εξελίσσεται ως εξής [Papakonstantinou και Shinozuka, 2013]:

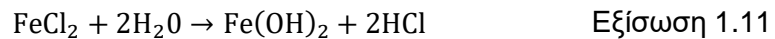
Στην άνοδο, ο σίδηρος του χάλυβα δίνει ηλεκτρόνια σύμφωνα με την παρακάτω ημιαντίδραση:



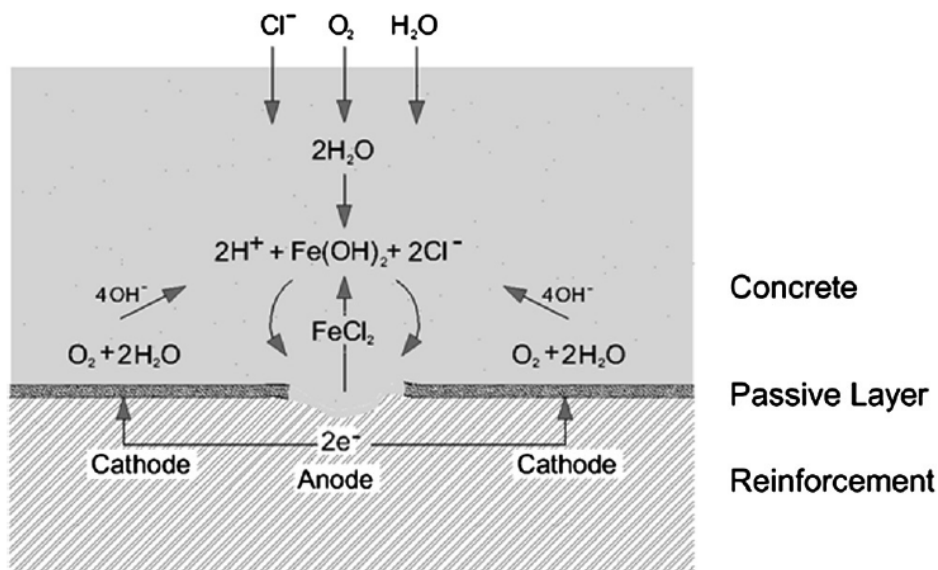
Τα ηλεκτρόνια που ελευθερώνονται από την ανοδική αντίδραση αντιδρούν στην κάθοδο στην επιφάνεια του χάλυβα με νερό και οξυγόνο, ώστε να διατηρηθεί η ηλεκτρική ουδετερότητα. Η καθοδική αντίδραση είναι η παρακάτω:



Τα ιόντα χλωρίου μπορούν να ενεργοποιήσουν την απροστάτευτη επιφάνεια χάλυβα και σχηματίζουν μια άνοδο:

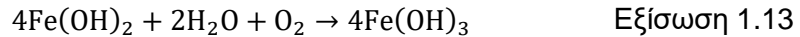


Υδροξείδιο του σιδήρου II  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  μπορεί επίσης να δημιουργηθεί από την παρακάτω αντίδραση:

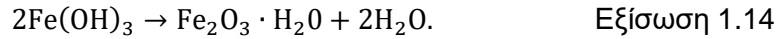


Εικόνα 1.20 Ανοδική και καθοδική αντίδραση σε υπό διάβρωση χάλυβα [Papakonstantinou και Shinozuka, 2013]

και μπορεί να οδηγήσει στη δημιουργία υδροξειδίου του σιδήρου III  $Fe(OH)_3$ :



και τελικώς στη δημιουργία ένυδρου οξειδίου του σιδήρου (κόκκινη σκουριά):



Το ένυδρο οξείδιο του σιδήρου  $Fe_2O_3 \cdot H_2O$  (Εξίσωση 1.14), είναι το τελικό προϊόν της διάβρωσης, όμως υπάρχει ταυτόχρονα με τα άλλα οξείδια του σιδήρου. Κάθε αντίδραση ημιστοιχείου έχει ένα συγκεκριμένο ηλεκτρικό δυναμικό. Η διαφορά ανάμεσα στα δυναμικά καθόδου και ανόδου δημιουργεί ένα ηλεκτρικό ρεύμα, που ονομάζεται ρεύμα διάβρωσης και εμπεριέχει-εκπροσωπεί-αντιπροσωπεύει την κίνηση των ιόντων στο διάλυμα του πορώδους του σκυροδέματος [Papakonstantinou και Shinozuka, 2013].

Όπως φαίνεται από τις παραπάνω αντιδράσεις, η διάβρωση για να συμβεί προϋποθέτει την παρουσία ιόντων νερού και οξυγόνου (Εξίσωση 1.9) στο πορώδες του σκυροδέματος, κοντά στην επιφάνεια του χάλυβα. Το οξυγόνο δεν μπορεί να διεισδύσει εύκολα σε μερικώς ή πλήρως κορεσμένο σκυρόδεμα και σε αυτές τις περιπτώσεις το ρεύμα διάβρωσης ελέγχεται σε μεγάλο βαθμό από τον ρυθμό διάχυσης και από την διαθεσιμότητα του οξυγόνου στην κάθοδο [Papakonstantinou και Shinozuka, 2013].

Τα ιόντα χλωρίου δρουν ως καταλύτης στη διάβρωση και δεν καταναλώνονται στη διεργασία, επιτρέπουν όμως την ταχύτερη εξέλιξη της [Papakonstantinou και Shinozuka, 2013], σχηματίζοντας κατά την αντίδραση τους με το σίδηρο ένα ευδιάλυτο σύμπλεγμα το οποίο διαχέεται μακριά από την άνοδο και μόλις εκείνο βρεθεί σε περιοχή με υψηλό pH, αποσυντίθεται ελευθερώνοντας το χλώριο (Εξίσωση 1.11) το οποίο είναι διαθέσιμο για περαιτέρω συμβολή στη διάβρωση και αποδίδοντας αδιάλυτο υδροξείδιο του σιδήρου [Επιτροπή Τεχνολογίας Σκυροδέματος, 2016].

Ο χάλυβας που βρίσκεται στο σκυρόδεμα προστατεύεται από το αλκαλικό διάλυμα που εμπεριέχεται στην ενυδατωμένη πάστα τσιμέντου, το οποίο προκαλεί παθητικοποίηση, δηλαδή τον αυθόρμητο σχηματισμό μιας λεπτής προστατευτικής μεμβράνης οξειδίων στην επιφάνεια του χάλυβα. Αυτή η παθητική μεμβράνη μπορεί να καταστραφεί εξαιτίας της εισροής ιόντων χλωρίου στο σκυρόδεμα [Thoft-Christensen κ.ά., 1996; Val και Melchers, 1997; Enright και Frangopol, 1998] ή εξαιτίας της ανθράκωσης δηλαδή της ουδετεροποίησης του pH (μείωση από 13-13.8 σε τιμές κοντά στην ουδετερότητα) του σκυροδέματος εξαιτίας της διείσδυσης του ατμοσφαιρικού διοξειδίου του άνθρακα. Όταν η συγκέντρωση των χλωριδίων φτάσει ένα κρίσιμο επίπεδο στον οπλισμό ή όταν η ανθράκωση φτάσει στον οπλισμό η παθητική προστασία του οξειδίου στον χάλυβα διαλύεται και προκύπτει η ενεργή διάβρωση [Bertolini, 2008].

### 1.4.2 Διαβρωτικά Περιβάλλοντα

Οι τρόποι με τους οποίους τα ιόντα χλωρίου μπορούν να βρεθούν στο σκυρόδεμα είναι πολλοί. Τα ιόντα χλωρίου μπορούν να χυτευτούν στο σκυρόδεμα κατά την διάρκεια της κατασκευής (μέσω τσιμέντου, νερού ανάμιξης, αδρανών ή επιπρόσθετων στο μίγμα [Bertolini, 2008]) ή όπως συμβαίνει σε έρευνες που επιδιώκουν να μελετήσουν την διάβρωση του οπλισμού προκαλώντας τεχνητά μια επιταχυμένη διάβρωση προσθέτοντας  $\text{CaCl}_2$  στο μείγμα του σκυροδέματος [Alonso κ.ά., 1996; Vidal κ.ά., 2004; Vu κ.ά., 2005] ή να μεταναστεύσουν σε αυτό από το περιβάλλον με διάφορους τρόπους.

Όταν τα δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος δεν έρχονται σε επαφή με το εξωτερικό περιβάλλον και τις εκάστοτε συνθήκες, ο κίνδυνος διάβρωσης του ενσωματωμένου οπλισμού τους είναι χαμηλότερος. Κατασκευές/στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που εκτίθενται στο εξωτερικό περιβάλλον, συνεπώς σε όλες τις μεταβολές του (υγρασία, θερμοκρασία κτλ.) είναι πιο ευάλωτες στη διάβρωση. Τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που βρίσκονται εκτεθειμένα σε παραθαλάσσιο/θαλάσσιο περιβάλλον (0-2 km από την ακτή [Stewart και Rosowsky, 1998b]) κινδυνεύουν σημαντικά από την διάβρωση καθώς το θαλασσινό νερό έχει μεγάλη συγκέντρωση ιόντων χλωρίου η οποία μεταφέρεται στην επιφάνεια του σκυροδέματος μέσω του θαλάσσιου νέφους, συσσωρεύεται εκεί και έπειτα εισχωρεί στη μάζα του σκυροδέματος [Stewart και Rosowsky, 1998b; Vu και Stewart, 2000]. Ειδικά οι θαλάσσιες κατασκευές που βρίσκονται στη ζώνη διαβροχής (splash zone) ή στην παλιρροιακή ζώνη (tidal zone) αναμένεται να παρουσιάσουν πολύ έντονα φαινόμενα διάβρωσης [Επιτροπή Τεχνολογίας Σκυροδέματος, 2016], αφού η επαφή με το θαλασσινό νερό και συνεπώς η συσσώρευση ιόντων χλωρίου είναι πιο άμεση συγκριτικά με την ατμοσφαιρική θαλάσσια έκθεση. Ένας ακόμη παράγοντας που ενδέχεται να δημιουργήσει πρόβλημα στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος και ενδεχομένως να διευκολύνει την διάβρωση είναι η έκθεση τους σε όξινη βροχή, καθώς τα οξέα που σχηματίζονται από την αλληλεπίδραση των ρύπων (οξείδια αζώτου, διοξείδιο θείου) με το νερό της βροχής συνεισφέρουν στην αλλοίωση του σκυροδέματος [Thoft-Christensen κ.ά., 1996; Επιτροπή Τεχνολογίας Σκυροδέματος, 2016].

Σε περιβάλλον με πολύ χαμηλές θερμοκρασίες όπου εφαρμόζονται αποπαγωτικά άλατα σε γέφυρες κατά την διάρκεια του χειμώνα με σκοπό να επιτρέπεται η κυκλοφορία οχημάτων, τα στοιχεία σκυροδέματος διαβρώνονται καθώς τα άλατα αυτά έχουν υψηλή συγκέντρωση ιόντων χλωρίου [Επιτροπή Τεχνολογίας Σκυροδέματος, 2016]. Έχει παρατηρηθεί από τον [Stewart και Rosowsky, 1998b] ότι τα χλωρίδια προερχόμενα από τα άλατα αποπάγωσης διεισδύουν βαθύτερα στο οπλισμένο σκυρόδεμα απ' ό,τι τα χλωρίδια που πηγάζουν από την έκθεση σε θαλάσσια περιβάλλοντα καθώς το άλας που χρησιμοποιείται για την αποπάγωση των καταστρωμάτων των γεφυρών είναι κορεσμένο διάλυμα αλάτων, με περιεχόμενο σε χλωρίδια μεγαλύτερο του θαλασσινού, και ότι για ατμοσφαιρική θαλάσσια έκθεση οι τάσεις για τα στοιχεία που εκτέθηκαν 30 m από την ακτή είναι παρόμοιες με αυτές που παρατηρήθηκαν για έκθεση σε άλατα αποπάγωσης [Stewart και Rosowsky, 1998b].

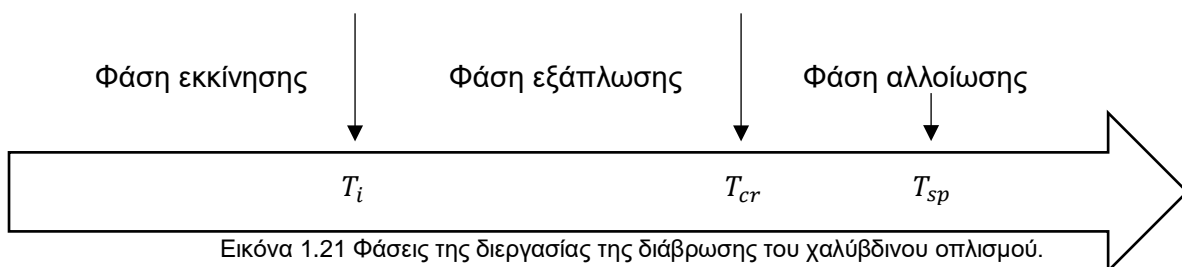
Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι υπάρχουν περιπτώσεις όπου στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία δεν εκτίθενται στο εξωτερικό περιβάλλον κινδυνεύουν επίσης από την διάβρωση καθώς σε βιομηχανικούς χώρους παραγωγής αλλά και σε μονάδες βιολογικού καθαρισμού, η τυχόν ύπαρξη επιβλαβών χημικών παραγόντων μπορεί να οδηγήσει στην αύξηση του κινδύνου [Επιτροπή Τεχνολογίας Σκυροδέματος, 2016].

### 1.4.3 Φάσεις Διάβρωσης

Όπως προαναφέρθηκε, τα ιόντα χλωρίου διεισδύουν μέσα στο σκυρόδεμα και όταν φτάσουν στον οπλισμό του σκυροδέματος παρουσία οξυγόνου και νερού και ξεπεράσουν μια κρίσιμη συγκέντρωση ξεκινάει η ενεργή διάβρωση του οπλισμού [Chen και Mahadevan, 2008]. Η διάβρωση του οπλισμού επί της ουσίας οδηγεί σε μείωση του εμβαδού διατομής του οπλισμού συνεπώς και στην αντοχή του καθώς με την πάροδο του χρόνου το αρχικό μέταλλο σιδήρου καταναλώνεται παράγοντας οξείδια σιδήρου. Τα οξείδια που παράγονται έχουν πολύ μεγαλύτερο όγκο από το αρχικό μέταλλο [Chen και Mahadevan, 2008; Parakonstantinou και Shinozuka, 2013] με αποτέλεσμα όταν συσσωρευθούν σε επαρκείς ποσότητες να ασκούν εφελκυστικές τάσεις στην επικάλυψη του σκυροδέματος και κατά συνέπεια οδηγούν στη δημιουργία ρωγμών και σε ακραίες περιπτώσεις στη θρυμματίωση της επικάλυψης του σκυροδέματος [Alonso κ.ά., 1996; Vu κ.ά., 2005].

Το φαινόμενο της διάβρωσης είναι πολυδιάστατο και εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, μπορεί να έχει πολλές μορφές και να οδηγήσει σε μείωση της αξιοπιστίας-απόδοσης της κατασκευής που υποφέρει από αυτήν [Choe κ.ά., 2008, 2009; Cao κ.ά., 2013]. Υπάρχουν ήδη πολλές μελέτες που έχουν αναδείξει το πρόβλημα και είναι γνωστό ότι η διάβρωση αποτελεί τον πρωταρχικό παράγοντα αλλοίωσης των γεφυρών οπλισμένου σκυροδέματος [Stewart και Rosowsky, 1998a; Vu και Stewart, 2000, 2005].

Για τον καλύτερο χαρακτηρισμό του φαινομένου έχουν καθοριστεί τρεις φάσεις αλλοίωσης (Εικόνα 1.21) στη διαδικασία της διάβρωσης [Choe κ.ά., 2008]: Η πρώτη φάση η οποία ονομάζεται φάση διάχυσης είναι εκείνη κατά την οποία τα χλωρίδια διαχέονται από την επιφάνεια του σκυροδέματος και διαμέσου του σκυροδέματος προς τον οπλισμό και η ενεργή διάβρωση σε αυτή την φάση δεν έχει ξεκινήσει. Η δεύτερη φάση ονομάζεται φάση εξάπλωσης κατά την διάρκεια αυτής η ενεργή διάβρωση έχει ξεκινήσει και ήδη υπάρχουν επιπτώσεις στις κατασκευές, η φάση αυτή δε, βρίσκεται ανάμεσα στην εκκίνηση της διάβρωσης και στην εμφάνιση ρωγμών στην επικάλυψη του σκυροδέματος. Η τρίτη φάση που ονομάζεται φάση αλλοίωσης ταυτίζεται με την φάση κατά την οποία έχουν εμφανίζονται ρωγμές στην επικάλυψη του σκυροδέματος και χωρίζεται σε δύο επιμέρους στάδια αυτό της εκκίνησης των ρωγμών (πλάτος ρωγμής 0.05 mm) και αυτό της εμφάνισης έντονων ρωγμών (πλάτος ρωγμής  $> 0.3 \text{ mm}$ ). Παρακάτω το φαινόμενο της διάβρωσης και τα στάδια της θα αναλυθούν σε μεγαλύτερο βάθος.



Εικόνα 1.21 Φάσεις της διεργασίας της διάβρωσης του χαλύβδινου οπλισμού.

#### 1.4.4 Διείσδυση χλωριδίων

Η διείσδυση των χλωριδίων στο σκυρόδεμα περιλαμβάνει διάφορους μηχανισμούς μεταφοράς όπως ιοντική διάχυση, διαπέραση, μετανάστευση και συναγωγή (κυρίως με τη μορφή τριχοειδής αναρρόφησης) [Stewart και Rosowsky, 1998a; Bertolini, 2008; Papakonstantinou και Shinozuka, 2013]. Η διάχυση των χλωριδίων στο σκυρόδεμα προκύπτει εξαιτίας της διαφοράς συγκέντρωσης κατά την επαφή μεταξύ ενός διαλύματος που περιέχει χλωρίδια και της επιφάνειας του κορεσμένου με νερό σκυροδέματος [Bertolini, 2008]. Η διαπέραση αφορά την διείσδυση του υγρού διαλύματος που περιέχει χλωρίδια εξαιτίας διαφοράς πίεσης [Bertolini, 2008]. Η μετανάστευση αφορά την μεταφορά φορτισμένων ιόντων που βρίσκονται στο διάλυμα εξαιτίας ύπαρξης ηλεκτρικού πεδίου [Bertolini, 2008]. Η τριχοειδής αναρρόφηση αφορά την εισροή του υγρού διαλύματος που περιέχει χλωρίδια στους κενούς ή μερικώς κορεσμένους πόρους του σκυροδέματος εξαιτίας της υποπίεσης στους πόρους [Bertolini, 2008]. Η διείσδυση των χλωριδίων στο σκυρόδεμα επηρεάζεται επίσης από την απορρόφηση ή της χημικές αντιδράσεις μεταξύ των ιόντων χλωρίου και των συστατικών της πάστας του τσιμέντου [Bertolini, 2008].

Κατά συνέπεια η διείσδυση του χλωρίου εξαρτάται από μια πληθώρα παραμέτρων πολλοί εκ των οποίων πολλοί είναι αλληλεξαρτώμενοι αλλά και εξαρτώμενοι από τον χρόνο. Συνοπτικά και σε σχέση με τους παραπάνω μηχανισμούς παίζουν σημαντικό ρόλο η σύνθεση του σκυροδέματος, το πορώδες και η μικροδομή, ο βαθμός κορεσμού των πόρων, το βάθος της επικάλυψης σκυροδέματος και οι συνθήκες έκθεσης. Το φαινόμενο γίνεται ακόμη πιο πολύπλοκο αν ληφθεί υπόψη ότι το σκυρόδεμα δεν είναι ομοιογενές, καθώς σε αυτό υπάρχουν μικρορωγμές, πόροι που ενώνονται και αδρανή σωματίδια [Stewart και Rosowsky, 1998a]. Η προσομοίωση όλων αυτών των παραμέτρων είναι πολύ ακριβή υπολογιστικά ειδικά για την εφαρμογή της σε κατασκευές πραγματικού μεγέθους. Για αυτούς τους λόγους πολλές μελέτες (π.χ., [Thoft-Christensen κ.ά., 1996; Stewart και Rosowsky, 1998b; Papakonstantinou και Shinozuka, 2013; Cui κ.ά., 2018]) έχουν καταλήξει στο συμπέρασμα ότι η διείσδυση των χλωριδίων στο σκυρόδεμα περιγράφεται καλύτερα από μια διεργασία διάχυσης αν θεωρηθεί ότι το σκυρόδεμα είναι σχετικά υγρό (moist) και μαθηματικά εκφράζεται με τον δεύτερο νόμο του Fick για την διάχυση υπό μη σταθερές συνθήκες και μονοδιάστατη ροή, ο οποίος παρόλο που είναι απλουστευτικός σύμφωνα με τα όσα ειπώθηκαν παραπάνω, σε πολλές περιπτώσεις αποδίδει την βέλτιστη προσαρμογή σε εργαστηριακά δεδομένα ή δεδομένα πεδίου:

$$\frac{\partial C(x, t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D_c \frac{\partial C(x, t)}{\partial x} \right] \quad \text{Εξίσωση 1.15}$$

όπου  $D_c$  = ο συντελεστής διάχυσης  $mm^2/yr$ ,  $C(x, t)$  = η συγκέντρωση ιόντων χλωρίου [% μάζας του συνδετικού υλικού],  $x$  = το βάθος από την επιφάνεια του σκυροδέματος [ $mm$ ], και  $t$  = ο χρόνος [ $yr$ ].

Μελέτες που έχουν διεξαχθεί στο παρελθόν κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι στην περίπτωση της εφαρμογής αλάτων αποπάγωσης [Hoffman και Weyers, 1994; Stewart και Rosowsky, 1998b, 1998a] η επιφανειακή συγκέντρωση ιόντων χλωρίου δεν συσσωρεύεται με τον χρόνο αλλά βρίσκεται σε ισορροπία με την συγκέντρωση των ιόντων χλωρίου στο κορεσμένο άλας αποπάγωσης και συνεπώς είναι σταθερή. Άλλες μελέτες [Kassir και Ghosn, 2002] υποστηρίζουν ότι η παραπάνω θέση δεν είναι κατ' ανάγκη αληθής πάντοτε

και καταλήγουν στο ότι η επιφανειακή συγκέντρωση του χλωρίου ενδέχεται να αυξάνεται με την πάροδο του χρόνου. Η ίδια αντιπαράθεση υπάρχει επίσης και όσον αφορά την έκθεση σε επιθετικά περιβάλλοντα. Υπάρχουν μελέτες (π.χ., [Bamforth κ.ά., 1997] στην οποία θεωρείται σταθερή η συγκέντρωση στην επιφάνεια του σκυροδέματος, ενώ σε άλλες μελέτες [Stewart και Rosowsky, 1998b] η συγκέντρωση αυτή πιστεύεται ότι αυξάνεται με τον χρόνο λειτουργίας. Ακολουθώντας την προσέγγιση σταθερής συγκέντρωσης και θεωρώντας την αρχική συγκέντρωση ιόντων χλωρίου στο σκυρόδεμα μηδενική τότε η περιεκτικότητα σε χλώριο σε μια απόσταση  $x$  από την επιφάνεια σε χρόνο  $t$  δίνεται από την παρακάτω σχέση [Stewart και Rosowsky, 1998a]:

$$C(x, t) = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{tD_c}} \right) \right] \quad \text{Εξίσωση 1.16}$$

όπου  $C_0$  = η επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων [% μάζας του συνδετικού υλικού] και  $\operatorname{erf}$  = η συνάρτηση σφάλματος Gauss.

#### 1.4.5 Συντελεστής διάχυσης

Τα ιόντα χλωρίου έχουν την δυνατότητα να εισχωρήσουν στον σκυρόδεμα καθαρά μέσω διάχυσης μόνο εάν το σκυρόδεμα είναι πλήρως κορεσμένο με νερό. Για τον λόγο αυτό ο συντελεστής διάχυσης  $D$  είναι σωστότερο να ονομάζεται εμφανής συντελεστής διάχυσης, αφού στην πραγματικότητα συμβάλει στην ποσοτικοποίηση των διάφορων μηχανισμών μεταφοράς των ιόντων χλωρίου μέσα στο σκυρόδεμα, όπως αυτοί αναφέρθηκαν παραπάνω, και όχι μόνο του μηχανισμού διάχυσης [Bertolini, 2008; Papakonstantinou και Shinozuka, 2013]. Η συνολική διαπερατότητα συνεπώς του σκυροδέματος αναπαρίσταται από τον εμφανή συντελεστή διάχυσης ( $D$ ) και η τιμή του επηρεάζεται μεταξύ άλλων από τις αναλογίες του μείγματος τσιμέντου (λόγος νερού-τσιμέντου, τύπος τσιμέντου), από την σκλήρυνση, την συμπίεση, τον χρόνο και το περιβάλλον (θερμοκρασία και υγρασία) [Vu και Stewart, 2000]. Ιδιαίτερα ο λόγος νερού-τσιμέντου συνιστά μια πολύ σημαντική παράμετρο καθώς με την αύξηση του αυξάνεται το τριχοειδές πορώδες [Stewart και Rosowsky, 1998a] και η διείσδυση γίνεται ευκολότερη.

Έχει παρατηρηθεί ότι υπάρχει μια τάση μείωσης του συντελεστή διάχυσης με τον χρόνο [Mangat και Molloy, 1994], όμως μετά τα πρώτα 5 έτη σταθεροποιείται [Bamforth κ.ά., 1997]. Από στατιστικές αναλύσεις των [Hoffman και Weyers, 1994], που έγιναν σε 321 γέφυρες σε διάφορες πολιτείες των Η.Π.Α όπου γινόταν χρήση αποπαγωτικών αλάτων βρέθηκε ότι ο συντελεστής διάχυσης κυμαίνονταν από  $0.6E-8 \text{ cm}^2/\text{sec}$  έως  $7.5E-8 \text{ cm}^2/\text{sec}$  με τη μέση τιμή του συντελεστή διάχυσης να είναι περίπου  $2.0E-8 \text{ cm}^2/\text{sec}$  και τους συντελεστές διακύμανσης να κυμαίνονται από 0.3 έως 1.6 με μέση τιμή ίση με 0.75. Σε μεταγενέστερη βιβλιογραφία έχουν δοθεί ντετερμινιστικά μοντέλα (π.χ., [Mangat και Molloy, 1994; Papadakis κ.ά., 1996; Bamforth, 1999; Duprat, 2007]) αλλά και πιθανολογικά [Visser, 2000] για τον υπολογισμό του συντελεστή διάχυσης (πίνακας), όμως αυτή η εργασία θα βασιστεί στις τιμές που έχουν δοθεί από [Visser, 2000] και έχουν χρησιμοποιηθεί σε πολλές άλλες έρευνες (π.χ., [Choe κ.ά., 2008, 2009; Cui κ.ά., 2018]). Τα μοντέλα (Πίνακας 1.2) είναι είτε σταθερά με τον χρόνο όπως [Papadakis κ.ά., 1996; Duprat, 2007] είτε χρονικά μεταβαλλόμενα [Mangat και Molloy, 1994; Bamforth, 1999; Visser, 2000].

Βιβλιογραφία	Προσομοίωμα	Περιγραφή
[Mangat και Molloy, 1994]	$D_c = D_0 t^{-m}$ $m = 2.5 \left( \frac{w}{c} \right) - 0.6$	$D_0$ = συντελεστής διάχυσης αναφοράς στο 1 έτος, $m$ = παράγοντας ηλικίας, $w/c$ = λόγος νερού-τσιμέντου
[Papadakis κ.ά., 1996]	$D_c = D_{H_2O} 0.15 \frac{1 + \rho_c \frac{c}{w}}{1 + \rho_c \frac{w}{c} + \frac{\rho_c a}{\rho_a c}} \left( \frac{\rho_c \frac{w}{c} - 0.85}{1 + \rho_c \frac{w}{c}} \right)^3$	$D_{H_2O} = 1.6 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$ συντελεστής διάχυσης χλωριδίων σε ένα πρότυπο διάλυμα για NaCl, $\rho_c$ και $\rho_a$ οι πυκνότητες του τσιμέντου και των αδρανών αντίστοιχα, $a/c = 0$ λόγος αδρανών-τσιμέντου, $w/c = 0$ λόγος νερού-τσιμέντου και $c/w = 0$ λόγος τσιμέντου νερού
[Bamforth, 1999]	$D_c = a t^n$ $a = 4.92/2.34/2.34 \times 10^{-12}$ $n = -0.264/-0.699/-0.621$	$a$ = συντελεστής διάχυσης αναφοράς στο 1 έτος για τσιμέντο Portland/ιπτάμενη τέφρα/σκωρία υφικαμίνων
[Visser, 2000]	$D_c(t) = k_e k_t k_c D_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^m$	$k_e$ = περιβαλλοντικός παράγοντας, $k_t$ = παράγοντας μεθόδου δοκιμής, $k_c$ = παράγοντας χρόνου σκλήρυνσης (curing), $D_0$ = συντελεστής διάχυσης αναφοράς σε χρόνο $t_0$
[Duprat, 2007]	$D_c \sim LN(1/4/9, 1/4/9 \times 0.7) (\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s})$	Για χαμηλή/μεσαία/υψηλή ποιότητα σκυροδέματος, λογαριθμοκανονική κατανομή με συντελεστή διακύμανσης 0.7

Πίνακας 1.2 Υπάρχοντα μοντέλα για τον συντελεστή διάχυσης χλωριδίων (προσαρμοσμένος από [Sun κ.ά., 2019].

#### 1.4.6 Επιφανειακή συγκέντρωση

Στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος η επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων οφείλεται στην απευθείας χρήση αλάτων αποπάγωσης (π.χ., κατασטרώματα γεφυρών), είτε στη διαβροχή των μελών Ο/Σ και κατασκευών Ο/Σ που προκύπτει από την διέλευση οχημάτων από δρόμους στους οποίους έχει γίνει εφαρμογή αποπαγωτικών αλάτων, είτε στην έκθεση των κατασκευών σε επιθετικά περιβάλλοντα όπως έχει ειπωθεί παραπάνω [Vu και Stewart, 2000].

Για την περίπτωση των αλάτων αποπάγωσης, η επιφανειακή συγκέντρωση μπορεί να επηρεαστεί από την ποσότητα των αλάτων που χρησιμοποιούνται, η οποία διαφέρει ανάλογα την γεωγραφική τοποθεσία, από την ποιότητα της απορροής-αποχέτευσης, από το αν τα άλατα αυτά ξεπλένονται από το νερό της βροχής, κτλ. [Vu και Stewart, 2000]. Από τις έρευνες των [Hoffman και Weyers, 1994], βρέθηκε για τις ίδιες κατασκευές στις Η.Π.Α όπου μετρήθηκε ο συντελεστής διάχυσης, ότι η επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων κυμαινόταν από 1.2 έως 8.2 kg/m<sup>3</sup> με μέσο όρο  $C_0 = 3.5 \text{ kg/m}^3$  και συντελεστή διακύμανσης 0.5 [Stewart και Rosowsky, 1998a, 1998b].

Οι κατασκευές που βρίσκονται εκτεθειμένες σε παραθαλάσσιες ζώνες εμφανίζουν επιφανειακές συγκεντρώσεις χλωριδίων εξαιτίας της μεταφοράς τους από το θαλάσσιο νέφος και την εναπόθεση τους πάνω στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος ή στα μέλη των κατασκευών. Στη βιβλιογραφία [Vu και Stewart, 2000] αναφέρεται ότι η συγκέντρωση αυτή εξαρτάται σε πολύ μεγάλο βαθμό από την τοπογραφία, τις περιβαλλοντικές συνθήκες, τον προσανατολισμό της επιφάνειας σκυροδέματος και την

απόσταση από την θάλασσα. Σε μια έρευνα πεδίου που διεξήχθη από τον [McGee, 1999] σε 1158 γέφυρες στην Τασμάνια προτάθηκε ότι η επιφανειακή συγκέντρωση είναι μια συνάρτηση της απόστασης από την ακτή, γενικά όμως και σε άλλες μελέτες [Mangat και Molloy, 1994; Visser, 2000] η επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων θεωρείται ότι έχει σταθερή τιμή που εξαρτάται από την τοποθεσία και τις περιβαλλοντικές συνθήκες. Στο πλαίσιο της μελέτης αυτής θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές του πίνακα που υπάρχουν στο παράρτημα (Πίνακας 7.1) [Visser, 2000; Chinese Institute of Construction Standardization. CECS 220, 2007; Cui κ.ά., 2018], ώστε να υπάρχει συμφωνία στις παραμέτρους που χρησιμοποιούνται καθώς από τον ίδιο (Πίνακας 7.1) λαμβάνονται οι τιμές και για τον συντελεστή διάχυσης. Συνοπτικά στον Πίνακα 1.3 παρουσιάζονται τα μοντέλα που συζητήθηκαν παραπάνω.

Βιβλιογραφική πηγή	Προσομοίωμα	Περιγραφή
[Mangat και Molloy, 1994]	$C_s = 1.5\%$	Τοις εκατό της μάζας του συνδετικού υλικού
[McGee, 1999]	$C_s(d) = 2.95 \frac{kg}{m^3}, d < 0.1 km$ $C_s(d) = 1.15 - 1.81 \cdot \log_{10}(d) \frac{kg}{m^3}, 0.1 km < d < 2.84 km$ $C_s(d) = 0.03 \frac{kg}{m^3}, d > 2.84 km$	$d$ = απόσταση από την ακτή, για αποστάσεις μεγαλύτερες του 0.1 km ο συντελεστής διακύμανσης είναι 0.49
[Visser, 2000]	$C_s = A_{cs} \frac{w}{c} + \varepsilon_{cs}$	Τοις εκατό της μάζας του συνδετικού υλικού, $A_{cs}, \varepsilon_{cs}$ = παράμετροι προσομοιώματος, $w/c$ = λόγος νερού-τσιμέντου

Πίνακας 1.3 Υπάρχοντα μοντέλα για την επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων (προσαρμοσμένος από [Sun κ.ά., 2019].

#### 1.4.7 Κρίσιμη συγκέντρωση

Τα ιόντα χλωρίου εισχωρούν από την επιφάνεια του σκυροδέματος και διαχέονται μέσα στο σκυρόδεμα φτάνοντας στον χαλύβδινο οπλισμό. Όπως προαναφέρθηκε, ο οπλισμός που βρίσκεται μέσα στο σκυρόδεμα έχει μια παθητική μεμβράνη η οποία προστατεύει τον οπλισμό από την διάβρωση. Όταν όμως τα χλωρίδια συσσωρευτούν και φτάσουν ένα κρίσιμο κατώφλι τιμής τότε η παθητική μεμβράνη αρχίζει να διαλύεται και ξεκινάει η ενεργή διάβρωση του οπλισμού. Η συγκέντρωση κατά την οποία ξεκινάει η ενεργή διάβρωση του οπλισμού ονομάζεται κρίσιμη. Η κρίσιμη συγκέντρωση επηρεάζεται από τον τύπο του σκυροδέματος, την σύσταση του μίγματος, τον λόγο νερού-τσιμέντου, το pH, το περιεχόμενο σε νερό και οξυγόνο, την θερμοκρασία και από άλλες παραμέτρους [Stewart και Rosowsky, 1998a, 1998b; Cao κ.ά., 2019] και γενικά μπορεί να θεωρηθεί ως μια ποσότητα που αντιπροσωπεύει κατά πόσο μια κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος και πιο συγκεκριμένα ο οπλισμός μιας κατασκευής είναι καλά προφυλαγμένη και προστατευμένη από τους διαβρωτικούς μηχανισμούς.

Αρχικώς η επιστημονική κοινότητα θεωρούσε ότι μόνο τα ιόντα χλωρίου που είναι διαλυμένα στο διάλυμα των πόρων (ελεύθερα χλωρίδια) μπορούν να ξεκινήσουν την διάβρωση ενώ αυτά που έχουν αντιδράσει με τα συστατικά της πάστας και είναι δεσμευμένα σε αυτήν δεν συνεισφέρουν στη διάβρωση, όμως πλέον θεωρείται ότι και τα δεσμευμένα χλωρίδια μπορούν να παίξουν ρόλο στην εκκίνηση της διάβρωσης συνεπώς και για λόγους



ευκολίας συνήθως οι τιμές για την κρίσιμη συγκέντρωση αναφέρονται με όρους ολικών χλωριδίων. Αξίζει να σημειωθεί εδώ ότι έχει παρατηρηθεί πως η διάβρωση μπορεί να ξεκινήσει μόνο αν υπερβαίνεται ένας κρίσιμος λόγος ιόντων χλωρίου / ιόντων υδροξυλίου ( $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$ ), πράγμα που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι το κρίσιμο όριο συγκέντρωσης χλωριδίων είναι μια συνάρτηση του pH των πόρων, του τύπου του τσιμέντου και των επιπρόσθετων [Bertolini, 2008].

Ο [Cao κ.ά., 2019] διεξήγαγαν μία μελέτη στην οποία γίνεται ανασκόπηση κυρίως της κινεζικής βιβλιογραφίας σχετικά με τους παράγοντες και τον τρόπο που επηρεάζουν την κρίσιμη συγκέντρωση χλωριδίων όπου μεταξύ άλλων αναφέρονται τα παρακάτω και παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 1.4. Όσο το pH του διαλύματος των πόρων του σκυροδέματος αυξάνεται, τόσο μεγαλύτερη πρέπει να είναι και η τιμή της συγκέντρωσης που προκαλεί την έναρξη της διάβρωσης, φυσικά αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι σε πολύ χαμηλό pH μια πολύ μικρή τιμή συγκέντρωσης ιόντων χλωρίου είναι ικανή να εκκινήσει την διάβρωση.

Ο τύπος του συνδετικού υλικού επηρεάζει την ικανότητα δέσμευσης του χλωρίου, αλλάζει το pH των πόρων και την μικροδομή στη διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος, όμως δεν υπάρχουν σαφείς ενδείξεις για τον τρόπο που επηρεάζει την τιμή της κρίσιμης συγκέντρωσης, καθώς τόσο για την χρήση ιπτάμενης τέφρας (fly ash, FA), όσο και για την χρήση σκωρίας υψικαμίνων (slag, GGBS) στο μίγμα του τσιμέντου (ordinary Portland cement, OPC), έχουν βρεθεί εντελώς αντικρουόμενα αποτελέσματα, ενώ για την χρήση πυριτικής παιπάλης (silica fume) αναφέρεται ότι η κρίσιμη τιμή συγκέντρωσης καθίσταται μικρότερη.

Η κρίσιμη συγκέντρωση χλωριδίων έχει βρεθεί πως μειώνεται με την αύξηση του λόγου νερού-συνδετικού υλικού (w/c) καθώς έχει βρεθεί πως έχει σημαντική επίδραση στη δομή των πόρων και επηρεάζει τις ποσότητες οξυγόνου και υγρασίας στη διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος. Η κρίσιμη συγκέντρωση επηρεάζεται έμμεσα από το πάχος της επικάλυψης σκυροδέματος καθώς έχει επίδραση στην τιμή του pH στο διάλυμα των πόρων, στην υγρασία και στη συγκέντρωση οξυγόνου ενώ μάλιστα έχει βρεθεί ότι για στοιχεία εκτεθειμένα στην παλιρροιακή ζώνη ένα πάχος επικάλυψης διπλάσιο των 15mm απαιτεί 1.3-2.1 φορές μεγαλύτερη συγκέντρωση χλωριδίων για να χαρακτηριστεί κρίσιμη.

Όπως έχει προαναφερθεί, η υγρασία και το περιεχόμενο σε οξυγόνο μαζί με την συγκέντρωση των χλωριδίων δημιουργούν τις κατάλληλες συνθήκες ώστε να ξεκινήσει η ενεργή διάβρωση. Σύμφωνα με την ανασκόπηση του [Cao κ.ά., 2019], το μεγαλύτερο μέρος της βιβλιογραφίας υποστηρίζει πως η κρίσιμη συγκέντρωση στις κατασκευές που βρίσκονται στις παλιρροιακές ζώνες και στις ζώνες διαβροχής είναι χαμηλότερη από ότι στις κατασκευές που βρίσκονται στη βυθισμένη ζώνη, κάτι που οφείλεται στη διαθεσιμότητα του οξυγόνου, όμως για τις κατασκευές που βρίσκονται πιο μακριά και εκτίθενται στο θαλάσσιο νέφος οι απόψεις διίστανται αφού η κρίσιμη συγκέντρωση άλλοτε είναι η υψηλότερη από όλες τις παραπάνω ζώνες και άλλοτε είναι χαμηλότερη από εκείνη της βυθισμένης ζώνης.

	Παράγοντας	Επίδραση στο κρίσιμο περιεχόμενο χλωριδίων		
		Ολικά Cl <sup>-</sup>	Cl <sup>-</sup> /OH <sup>-</sup>	Ελεύθερα Cl
<b>Σκυρόδεμα</b>	Λόγος w/c	↓{↓}	↓{↓}	↓{↓}
	Δέσμευση χλωρίου	↑{↑}	O{O}	O{O}
	Πυριτική παιπάλη	↓{↓}	↓{↓}	↓{↓}
	Ιπτάμενη τέφρα	↓ O↑ <sup>b</sup> {↓↑O <sup>b</sup> }	↓ O <sup>b</sup> {↓O <sup>b</sup> }	↓ O <sup>b</sup> {↓O <sup>b</sup> }
	Σκωρία υψικαμίνων	↓ O↑ <sup>b</sup> {↓↑O <sup>b</sup> }	O{O}	↓O↑ <sup>b</sup> {O}
	pH	↑{↑}	↓↑ <sup>b</sup> {↑}	↑{↑}
<b>Κατάσταση χάλυβα</b>	Oxide scale / οξείδωση μετάλλου	b{↓}		b{↓}
<b>Εξωτερικοί παράγοντες</b>	Υγρασία σε σχετικά στεγνό σκυρόδεμα	↓{↓}	↓{(↓)}	↓{(↓)}
	Υγρασία σε σχεδόν κορεσμένο σκυρόδεμα	↑{↑}	↑{↑}	↑{↑}
	Διαθεσιμότητα οξυγόνου	↓{↓}	↓{↓}	↓{↓}
	Θερμοκρασία	{↓}	{↓}	{↓}
	Συνθήκες φόρτισης (Μηχανικές βλάβες)	↓	↓	↓

Πίνακας 1.4 Επίδραση των παραγόντων επιρροής στο κρίσιμο περιεχόμενο σε χλωριδίων (προσαρμοσμένος από [Cao κ.ά., 2019]).

↑ (↓) υποδεικνύουν μια αύξηση (μείωση) στο κρίσιμο επίπεδο με την αύξηση του παράγοντα, O σημαίνει καμία επιρροή στην κρίσιμη συγκέντρωση  $C_{cr}$

{ } τάση στην αναφορά [Angst κ.ά., 2009]

<sup>a</sup> Σύμφωνα με θεωρητικές εκτιμήσεις.

<sup>b</sup> Αντικρουόμενα αποτελέσματα έχουν αναφερθεί στη βιβλιογραφία.

Οι [Stewart και Rosowsky, 1998a] αναφέρουν ότι το εύρος τιμών στο οποίο αναμένεται να βρίσκεται το κρίσιμο κατώφλι συγκέντρωσης είναι  $0.6 - 1.2 \text{ kg/m}^3$ . Σε άλλη μελέτη [Visser, 2000] η κρίσιμη συγκέντρωση εξαρτάται από τον λόγο νερού/τσιμέντου και έχει διαφορετικές τιμές σε περίπτωση που οι πόροι της κατασκευή είναι διαρκώς κορεσμένοι με νερό και διαφορετικές αν υπάρχει συνεχώς υγρασία ή κύκλοι υγρασίας-ξηρασίας. Στον Πίνακα 1.5 παρουσιάζονται τα δύο αυτά μοντέλα, όμως για να υπάρχει συμφωνία με τις προηγούμενες επιλογές παραμέτρων, αργότερα θα χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση της διάβρωσης το προσομοίωμα από [Visser, 2000].

Βιβλιογραφία	Προσομοίωμα	Περιγραφή
[Stewart και Rosowsky, 1998a]	$C_{cr} \sim U(0.6 - 1.2) \text{ kg/m}^3$	Ομοιόμορφη κατανομή
[Visser, 2000]	Διαρκώς κορεσμένοι: $C_{cr} \sim N(2.3/2.1/1.6, 0.2)$ Διαρκώς υγροί-κύκλοι υγρασίας-ξηρασίας: $C_{cr} \sim N(0.5/0.8/0.9, 0.1/0.1/0.15)$	Τοις εκατό της μάζας του συνδετικού υλικού, Κανονική κατανομή, Για : $w/c = 0.3/0.4/0.5$

Πίνακας 1.5 Υπάρχοντα μοντέλα για το κατώφλι συγκέντρωσης χλωριδίων (προσαρμοσμένο από [Sun κ.ά., 2019]).

#### 1.4.8 Εκκίνηση διάβρωσης

Υποτίθεται ότι η διάβρωση ξεκινάει στον χρόνο  $T_i$  όταν η συγκέντρωση χλωριδίων σε βάθος  $x = d_c$ , φτάσει στην κρίσιμη συγκέντρωση  $C_{cr}$ , δηλαδή  $C(d_c, T_i) = C_{cr}$ . Λύνοντας λοιπόν την Εξίσωση 1.16 για αυτές τις τιμές προκύπτει ότι:

$$T_i = \frac{d_c^2}{4D_c} \left[ \text{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s} \right) \right]^{-2} \quad \text{Εξίσωση 1.17}$$

όπου,  $T_i$  = ο χρόνος εκκίνησης της διάβρωσης [yr],  $d_c$  = η επικάλυψη σκυροδέματος [mm],  $D_c$  = ο σταθερός συντελεστής διάχυσης [ $\text{mm}^2/\text{yr}$ ],  $C_s$  = η επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων [% μάζας του συνδετικού υλικού],  $C_{cr}$  = το κρίσιμο κατώφλι συγκέντρωσης [% μάζας του συνδετικού υλικού],  $\text{erf}^{-1}$  = η ανάστροφη συνάρτηση σφάλματος του Gauss.

Σε άλλες μελέτες (π.χ., [Choe κ.ά., 2008, 2009], που χρησιμοποιούν τις παραμέτρους που έχουν δοθεί από [Visser, 2000], η παραπάνω σχέση τροποποιείται αν χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής διάχυσης που δίνεται στον Πίνακα 1.2 [Visser, 2000]:

$$D_c = D(t) = k_e k_t k_c D_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \quad \text{Εξίσωση 1.18}$$

Τότε λύνοντας πάλι την Εξίσωση 1.16 για τις ίδιες τιμές, αυτή τη φορά όμως αντικαθιστώντας τον χρονικά μεταβαλλόμενο συντελεστή διάχυσης, δίνεται από [Visser, 2000] το παρακάτω πιθανολογικό προσομοίωμα για την εκκίνηση της διάβρωσης, «που λαμβάνει υπόψη του τις αβεβαιότητες για τις καταμετρημένες παραμέτρους, τις περιβαλλοντικές συνθήκες και την αβεβαιότητα για το προσομοίωμα» [Choe κ.ά., 2008, σελ. 384]:

$$T_i = X_I \left[ \frac{d_c^2}{4k_e k_t k_c D_0 (t_0)^n} \left[ \text{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s} \right) \right]^2 \right]^{1/(1-n)} \quad \text{Εξίσωση 1.19}$$

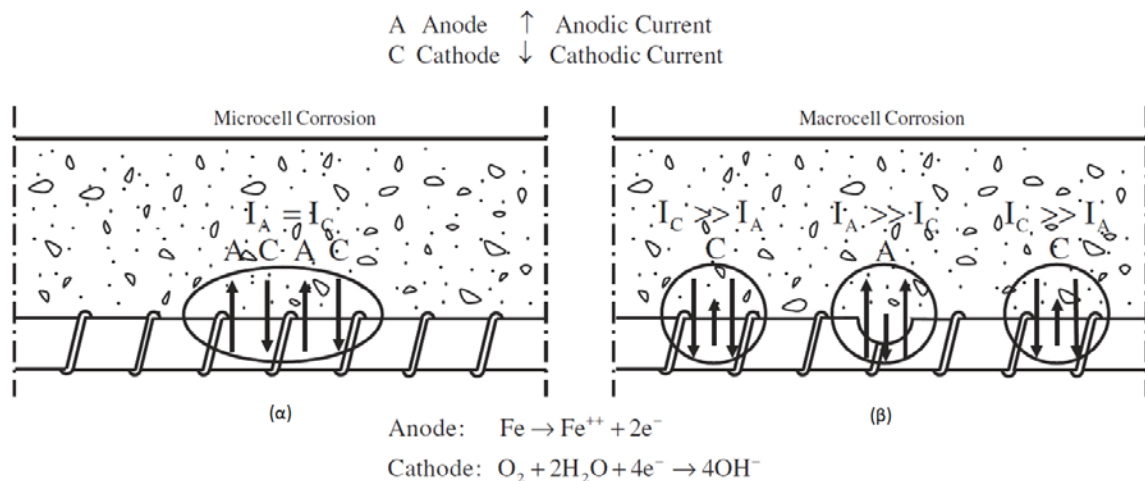
όπου,  $X_I$  = συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος για να ληφθεί υπόψη η εξιδανίκευση που υπονοείται από την χρήση του δεύτερου νόμου του Fick,  $k_e$  = περιβαλλοντικός παράγοντας,  $k_t$  = παράγοντας που συμπεριλαμβάνει την επιρροή των μεθόδων δοκιμής για τον προσδιορισμό του εμπειρικού συντελεστή διάχυσης  $D_0$  [ $\text{mm}^2/\text{yr}$ ],  $k_c$  = παράμετρος περιλαμβάνει την επιρροή της σκλήρυνσης (curing),  $t_0$  = ο χρόνος αναφοράς [yr] για τον  $D_0$  και  $n$  = ο παράγοντας ηλικίας. Οι τιμές για τις παραπάνω παραμέτρους βρίσκονται στα παραρτήματα (Πίνακας 7.1).

Φυσικά, ο χρόνος εκκίνησης της διάβρωσης επηρεάζεται πέραν των παραγόντων της παραπάνω εξίσωσης και από άλλους παράγοντες. Ο [Vidal κ.ά., 2007] αναφέρουν ότι ο χρόνος εκκίνησης της διάβρωσης είναι πιθανόν να είναι μικρότερος σε περίπτωση που υπάρχουν ρωγμές στο σκυρόδεμα που έχουν προκληθεί από μηχανική καταπόνηση, καθώς οι ρωγμές αυτές αποτελούν ένα προτιμητέο μονοπάτι για τα χλωρίδια την υγρασία και το οξυγόνο. Στην ίδια έρευνα αναφέρεται επίσης ότι τα κενά που πιθανόν υπάρχουν στη

διεπιφάνεια σκυροδέματος-χάλυβα επιτρέπουν στη διάβρωση να ξεκινάει νωρίτερα καθώς αυξάνεται η διαθεσιμότητα του οξυγόνου του νερού και των χλωριδίων, ενώ αντίθετα αν η διεπιφάνεια σκυροδέματος-χάλυβα είναι σωστή η διάβρωση καθυστερεί να ξεκινήσει. Επίσης, κατασκευές με σκυρόδεμα υψηλής ποιότητας (HPC, High Performance Concrete), σκυρόδεμα δηλαδή που πληροί προϋποθέσεις ειδικής απόδοσης και ομοιομορφίας που δεν πληρούνται από το συμβατικό σκυρόδεμα (OPCC, Ordinary Portland Cement Concrete) όπως εξηγούν οι [Poursaei και Hansson, 2008], φαίνεται να χρειάζονται περισσότερο χρόνο για να ξεκινήσει η διάβρωση του οπλισμού τους. Αυτό οφείλεται στο ότι υπάρχουν ελάχιστοι διασυνδεδεμένοι πόροι στο σκυρόδεμα, οι οποίοι γενικώς προσφέρουν ένα πιο εύκολο μονοπάτι στα στοιχεία που χρειάζονται για να ξεκινήσει η διάβρωση. Ας σημειωθεί εδώ όμως ότι οι ρωγμές προσφέρουν ακόμη ευκολότερο μονοπάτι, καθώς το σχήμα των διασυνδεδεμένων πόρων είναι περισσότερο περίπλοκο από αυτό της μηχανικής ρωγμής [Poursaei και Hansson, 2008].

#### 1.4.9 Εξέλιξη διάβρωσης

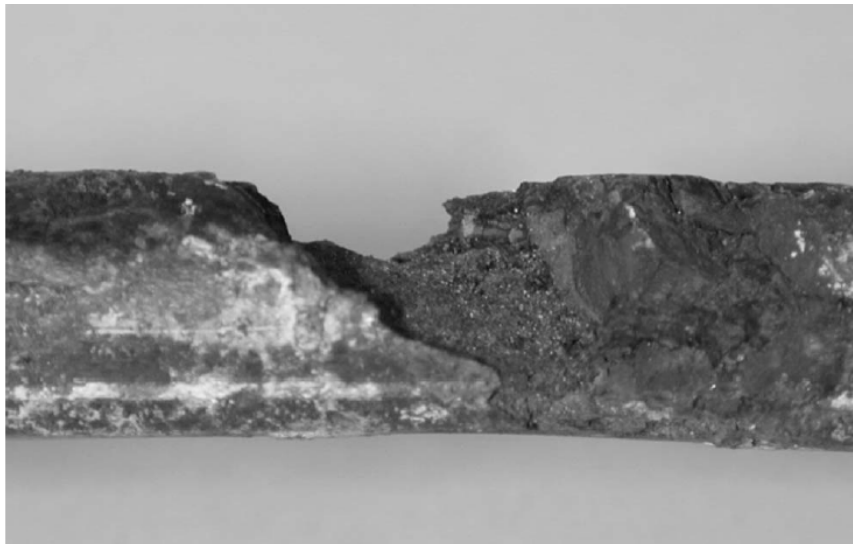
Στη φάση εξάπλωσης της διάβρωσης, δηλαδή αμέσως αφότου ξεκινήσει η ενεργή διάβρωση, έχουν κατηγοριοποιηθεί στη βιβλιογραφία [Cao κ.ά., 2013] δύο είδη ηλεκτροχημικών κελιών διάβρωσης (δηλαδή ζεύγη ανόδου-καθόδου), τα μικροκελιά (microcell) και τα μακροκελιά (macrocell) (Εικόνα 1.22). Η διάβρωση μικροκελιών αποτελείται από αμέσως παρακείμενες ανόδους και καθόδους και η ανοδική αντίδραση υποστηρίζεται από την τοπική καθοδική αντίδραση (Εικόνα 1.22α) ενώ διάβρωση μακροκελιών αποτελείται από χωρικά μεμονωμένες καθόδους και ανόδους (Εικόνα 1.22β) και η ανοδική αντίδραση που βρίσκεται στην ενεργή ζώνη (δηλ. στην αποπαθητικοποιημένη του χάλυβα) υποστηρίζεται από την καθοδική αντίδραση που βρίσκεται στην παθητική ζώνη [Cao κ.ά., 2013]. Η διάβρωση μικροκελιών οδηγεί συχνά σε ομοιόμορφη αφαίρεση σιδήρου ενώ τα μακροκελιά συνήθως προκαλούν τοπική διάβρωση [Cao κ.ά., 2013].



Εικόνα 1.22 Διάβρωση μικροκελιών και μακροκελιών

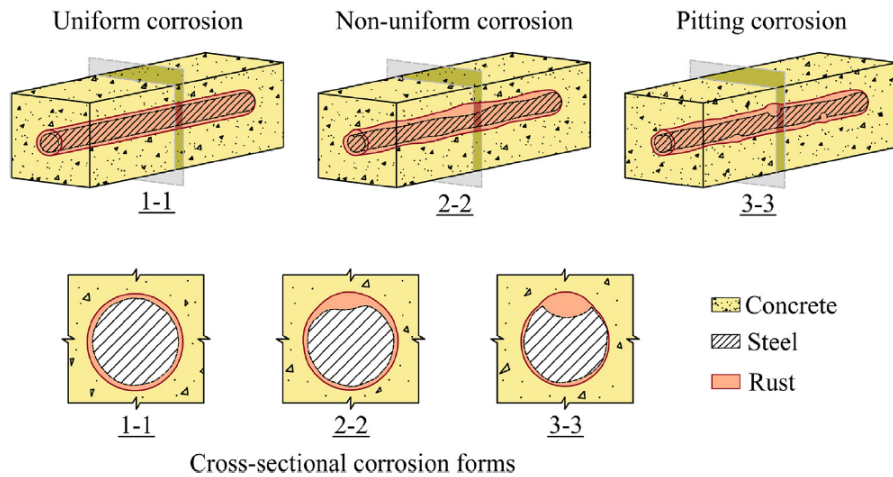
Σύμφωνα με τον [Zhao κ.ά., 2020] οι επιθέσεις της διάβρωσης μπορούν να πάρουν τρεις μορφές, δηλαδή η διάβρωση μπορεί να είναι είτε ομοιόμορφη είτε μη ομοιόμορφη είτε τοπική όμως είναι γνωστό ότι η διάβρωση από χλωρίδια οδηγεί στις περισσότερες των

περιπτώσεων είτε σε μη ομοιόμορφη είτε σε τοπική διάβρωση (Εικόνα 1.24). Σε αυτό συμφωνούν και μελέτες προηγούμενων ετών οι οποίες αναγνωρίζουν ότι η ρύπανση από χλωρίδια χαρακτηρίζεται από την δημιουργία κοιλοτήτων (pits) και είναι τοπική [Stewart και Rosowsky, 1998b; Bertolini, 2008; Chen και Mahadevan, 2008]. Τα χλωρίδια οδηγούν σε τοπική διάλυση της προστατευτικής μεμβράνης και αφού η τοπική διάβρωση (pitting corrosion) ξεκινήσει, δημιουργείται στις κοιλότητες (pits) ένα πολύ επιθετικό περιβάλλον που μπορεί να οδηγήσει σε ρυθμούς απώλειας μετάλλου (βλ. 1.4.10) έως και 1 mm/yr [Bertolini, 2008], και εν τέλει σε μεγάλη αποδυνάμωση του οπλισμού (Εικόνα 1.23). Η ομοιόμορφη (ή γενική) διάβρωση συνήθως συναντάται σε περιπτώσεις που η διάβρωση προέρχεται από ανθράκωση (carbonation) ή σε περιπτώσεις όπου η ρύπανση από χλωρίδια είναι πολύ μεγάλη [Chen και Mahadevan, 2008]. Η ομοιόμορφη διάβρωση επηρεάζει μεγάλη περιοχή του οπλισμού με ομοιόμορφη αφαίρεση μετάλλου περιμετρικά της ράβδου και μπορεί να προκαλέσει περισσότερη συνολική απώλεια σιδήρου από ότι η τοπική διάβρωση, όμως η τοπική διάβρωση προκαλεί μεγαλύτερη και γρηγορότερη απώλεια εμβαδού διατομής σε τοπικό επίπεδο πράγμα που την καθιστά πιο επικίνδυνη.



Εικόνα 1.23 Τοπική διάβρωση ράβδου οπλισμού [Bertolini, 2008]

Η πιο σωστή προσέγγιση συνεπώς της φάσης εξάπλωσης της διάβρωσης από χλωρίδια είναι εκείνη της τοπικής διάβρωσης. Η τοπική διάβρωση όμως είναι αρκετά δύσκολο να προσομοιωθεί καθώς είναι χωρικά κατανεμημένη στις ράβδους με πολύπλοκο τρόπο, γι' αυτό και σε πολλές έρευνες χρησιμοποιείται η προσέγγιση της ομοιόμορφης διάβρωσης για την προσομοίωση του φαινομένου [Val και Melchers, 1997; Stewart και Rosowsky, 1998a; Chen και Mahadevan, 2008]. Η προσέγγιση της ομοιόμορφης διάβρωσης θα ακολουθηθεί και στην παρούσα εργασία.



Εικόνα 1.24 Τρεις μορφές διάβρωσης: ομοιόμορφη διάβρωση, μη-ομοιόμορφη διάβρωση, τοπική διάβρωση [Zhao κ.ά., 2020].

#### 1.4.10 Ρυθμός διάβρωσης

Ο ρυθμός διάβρωσης εκπροσωπεί την ταχύτητα με την οποία η διάμετρος του χαλύβδινου οπλισμού μειώνεται και αποτελεί ένα από τους πιο σημαντικούς παράγοντες στην προσομοίωση των βλαβών που προέρχονται από την διάβρωση [Otieno κ.ά., 2011]. Εκπροσωπείται καλύτερα από την πυκνότητα ρεύματος  $i_{corr}$  για την οποία έχουν προσδιοριστεί τιμές από πειραματικές έρευνες και έρευνες πεδίου. Μία μέση τιμή που θεωρείται στην έρευνα που διεξήχθη από τους [Stewart και Rosowsky, 1998b] είναι ίση με  $1\mu A/cm^2$  όμως σε πολύ επιθετικά περιβάλλοντα αυτή η τιμή μπορεί να είναι σημαντικά αυξημένη.

Οι [Vu και Stewart, 2000] αναφέρουν ότι ο ρυθμός διάβρωσης είναι συνάρτηση της ποιότητας του σκυροδέματος και του πάχους της επικάλυψης του σκυροδέματος, καθώς οι σημαντικότεροι παράγοντες για τον ρυθμό διάβρωσης είναι η διαθεσιμότητα του νερού και του οξυγόνου στην επιφάνεια του χάλυβα, περισσότερο δε η διαθεσιμότητα του οξυγόνου στην περίπτωση που η σχετική υγρασία στο περιβάλλον είναι υψηλή, όπως συμβαίνει σε πολλές περιοχές της Αυστραλίας, της Ευρώπης, των Η.Π.Α και της Ασίας. Η πυκνότητα ρεύματος στην εκκίνηση της διάβρωσης δίνεται από την σχέση που ακολουθεί [Vu και Stewart, 2000]:

$$i_{corr,0} = \frac{37.8 \left(1 - \frac{w}{c}\right)^{-1,64}}{d_c} \left(\frac{\mu A}{cm^2}\right) \quad \text{Εξίσωση 1.20}$$

όπου,  $i_{corr,0} [\mu A/cm^2]$  = η πυκνότητα ρεύματος στο ξεκίνημα της διάβρωσης,  $w/c [-]$  = ο λόγος νερού/τσιμέντου και  $d_c [mm]$  = η επικάλυψη σκυροδέματος.

Οι [Otieno κ.ά., 2011] συμπληρώνουν ότι η πυκνότητα ρεύματος μεταξύ άλλων εξαρτάται επίσης από τους κύκλους ύγρανσης-ξηράνσης, τα μόνιμα φορτία, το ιστορικό φόρτισης, την ηλεκτρική αντίσταση του σκυροδέματος, την θερμοκρασία και τις ρωγμές, τονίζοντας όμως ότι δεν είναι πρακτικό να ληφθούν υπόψη όλοι αυτοί οι παράγοντες κατά την δημιουργία ενός προσομοιώματος πρόβλεψης του ρυθμού διάβρωσης. Στην ίδια

έρευνα γίνεται ανασκόπηση στα μέχρι τότε υπάρχοντα μοντέλα και μπορεί να παραπτεμφθεί κανείς αν θέλει να εξετάσει περισσότερα.

Σε διάφορες έρευνες (π.χ., [Panchireddi και Ghosh, 2019]) υιοθετείται ένας σταθερός ρυθμός διάβρωσης πράγμα που στη βιβλιογραφία γενικά θεωρείται απλούστευση και δεν συνάδει την χρονικά μεταβαλλόμενη φύση του ρυθμού διάβρωσης (π.χ., [Vu και Stewart, 2000; Cui κ.ά., 2018]). Όπως αναγνωρίζεται από τους [Vu και Stewart, 2000], βασισμένοι σε πειραματικά δεδομένα, ο ρυθμός διάβρωσης αναμένεται να είναι μια φθίνουσα συνάρτηση με τον χρόνο εξαιτίας του ότι τα προϊόντα που δημιουργούνται κατά την διάβρωση στην επιφάνεια του χάλυβα μειώνουν την διάχυση των ιόντων σιδήρου μακριά από την επιφάνεια του. Η σχέση της πυκνότητας διάβρωσης με τον χρόνο δίνεται εμπειρικά από την παρακάτω σχέση [Vu και Stewart, 2000]:

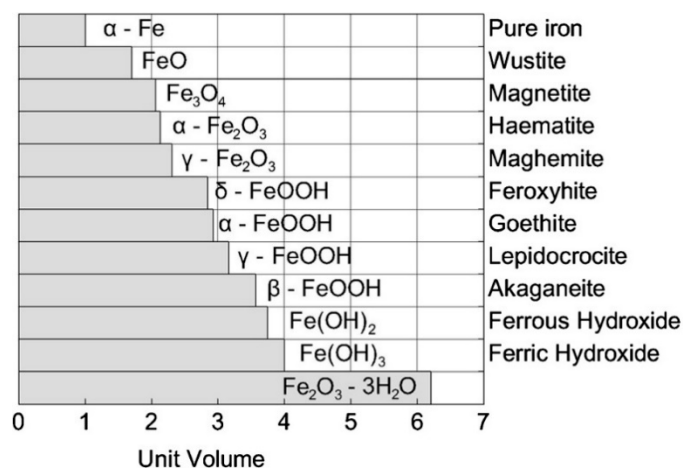
$$i_{corr}(t_p) = i_{corr,0} \cdot 0.85t_p^{-0.29} \quad \text{Εξίσωση 1.21}$$

όπου,  $i_{corr}(t_p)$  = ο ρυθμός διάβρωσης [ $\mu A/cm^2$ ] σε χρόνο  $t_p$ ,  $t_p$  = ο χρόνος μετά την εκκίνηση της διάβρωσης [ $yr$ ]. Σύμφωνα με αυτή την προσέγγιση η πυκνότητα ρεύματος θα μειωθεί απότομα τα πρώτα χρόνια της διάβρωσης και μετά θα αποκτήσει σχεδόν σταθερή τιμή. Η μετατροπή της ρυθμού διάβρωσης εκφρασμένου με όρους πυκνότητας ρεύματος σε ρυθμό διάβρωσης εκφρασμένου με όρους μείωσης της ακτίνας του οπλισμού γίνεται μέσω μίας σχέσης βασισμένη στον νόμο του Faraday [Alonso κ.ά., 1996; Val και Melchers, 1997]:

$$\lambda_{corr}(t_p) = 0.0116 \cdot i_{corr}(t_p) \quad \text{Εξίσωση 1.22}$$

όπου,  $\lambda_{corr}(t_p)$  = ρυθμός διάβρωσης [ $mm/yr$ ], και  $0.0116$  = συντελεστής μετατροπής βασισμένος στο νόμο του Faraday από  $\mu A/cm^2$  σε  $mm/yr$ .

Το προσομοίωμα των [Vu και Stewart, 2000] βασίζεται σε πειραματικά δεδομένα τα οποία προέκυψαν σε διάστημα 5 ετών συνεπώς αφορούν την αρχική φάση της διάβρωσης. Προαναφέρθηκε ότι τα προϊόντα της διάβρωσης δημιουργούν εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα, οδηγώντας στη δημιουργία ρωγμών. Αναλόγως το pH του διαλύματος των πόρων την υγρασία και διάφορους άλλους παράγοντες ο όγκος των προϊόντων μπορεί να είναι 2-6 φορές μεγαλύτερος από το αρχικό μέταλλο [Chen και Mahadevan, 2008; Papakonstantinou και Shinozuka, 2013] και σχετικές πληροφορίες για τα προϊόντα της διάβρωσης παρουσιάζονται στην Εικόνα 1.25 και στον Πίνακα 1.6. Σύμφωνα με έρευνες (π.χ., [Poursaee και Hansson, 2008; Otieno κ.ά., 2010, 2012; Cui κ.ά., 2018] [11]), ο ρυθμός της διάβρωσης αλλάζει μετά την δημιουργία ρωγμών είτε οι ρωγμές προέρχονται από μηχανική φόρτιση είτε από την διόγκωση των προϊόντων της διάβρωσης, αν και ο [Cui κ.ά., 2018] αναφέρει πως υπάρχουν δύο σχολές όσον αφορά την επιρροή των ρωγμών, με την μία να υποστηρίζει πως οι ρωγμές επηρεάζουν την εκκίνηση και την εξέλιξη της διάβρωσης και η άλλη πως οι ρωγμές επηρεάζουν μόνο την εκκίνηση. Αξίζει να σημειωθεί εδώ ότι έχει αναφερθεί [Scott και Alexander, 2007] ότι ένα φαινόμενο αυτό-ίασης μπορεί να συμβεί όταν η διάβρωση συμβαίνει στο άκρο μιας καμπτικής ρωγμής όπου τα προϊόντα της διάβρωσης φράζουν ουσιαστικά την δίοδο προς τον οπλισμό με αποτέλεσμα να περιορίζεται το φαινόμενο. Σύμφωνα με τον [Cao κ.ά., 2013] ο τύπος της ρωγμής έχει σημασία καθώς οι εγκάρσιες ρωγμές οδηγούν περισσότερο σε τοπική διάβρωση ενώ οι διαμήκης ρωγμές είναι πιθανότερο να οδηγήσουν σε ομοιόμορφη διάβρωση.



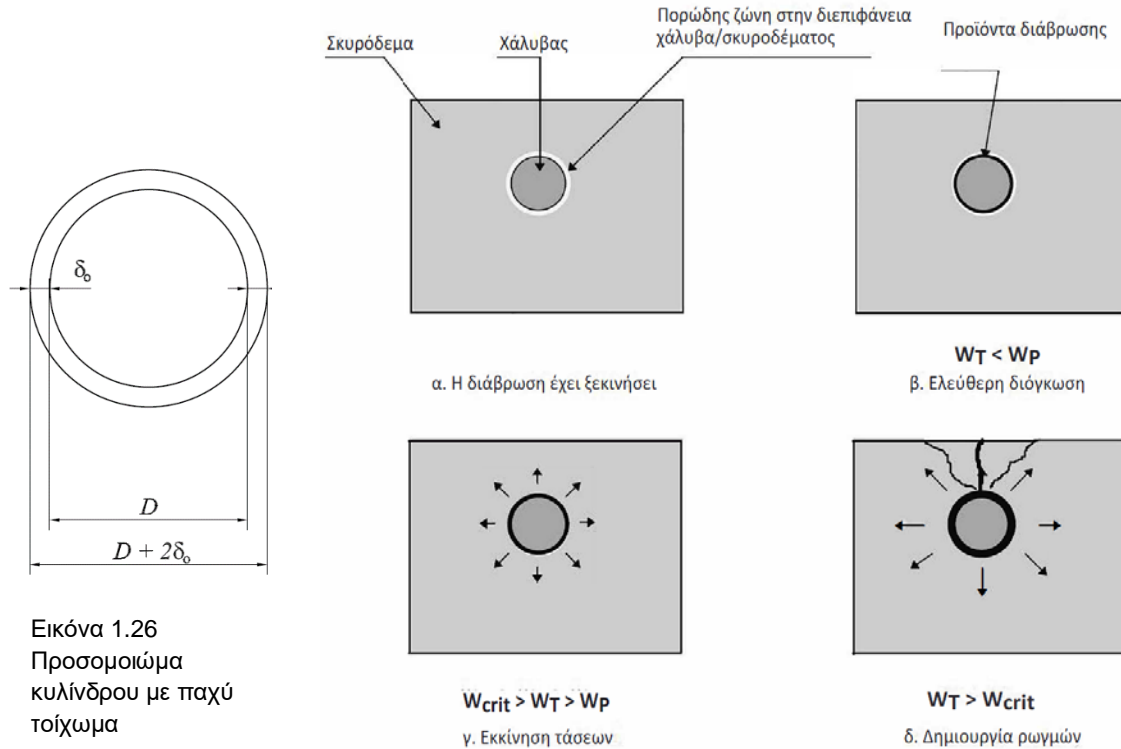
Εικόνα 1.25 Σχετικός όγκος σιδήρου και οξειδίων σιδήρου  
[Papakonstantinou και Shinozuka, 2013]

Προϊόν διάβρωσης	<i>Fe</i>	<i>FeO</i>	<i>Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub></i>	<i>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	<i>Fe(OH)<sub>2</sub></i>	<i>Fe(OH)<sub>3</sub></i>	<i>Fe(OH)<sub>3</sub> · 3H<sub>2</sub>O</i>
Σχετικός λόγος όγκους	1.0	1.7	2.0	2.1	3.6	4.0	6.2
Μοριακό βάρος	56	72	232	160	90	107	161
Πυκνότητα ( $\times 10^3 \text{ kg/m}^3$ )	7.85	5.93	16.24	10.67	3.50	3.75	3.64
Σχετικός όγκος ( $\text{g/cm}^3$ )	0.127	0.169	0.062	0.094	0.286	0.267	0.275
Ειδικός σχετικός όγκος	1.0	1.32	0.48	0.74	2.24	2.09	2.16

Πίνακας 1.6 Χαρακτηριστικά σιδήρου και οξειδίων σιδήρου [Chen και Mahadevan, 2008]

Στο παρελθόν οι [Liu και Weyers, 1999] εισήγαγαν ένα προσομοίωμα για τον υπολογισμό του χρόνου της πρώτης εμφάνισης ρωγμής, το οποίο βρίσκει εφαρμογή σε αρκετές μετέπειτα έρευνες (π.χ., [Vu και Stewart, 2005]). Βασίζεται στην παραδοχή ότι η συνολική ποσότητα προϊόντων της διάβρωσης  $W_T$  αρχικά γεμίζει τους κενούς πόρους γύρω από τον χάλυβα και όσο είναι μικρότερη από την ποσότητα που χρειάζεται για να γεμίσουν οι κενοί πόροι  $W_p$ , τα προϊόντα δεν ασκούν τάσεις στο σκυρόδεμα που τον περιβάλλει (Εικόνα 1.27(β)). Στη συνέχεια αφού οι πόροι γεμίσουν με τα προϊόντα της διάβρωσης, άρα  $W_T \geq W_p$ , ξεκινούν να ασκούνται τάσεις στο σκυρόδεμα (Εικόνα 1.27(γ)) από τα προϊόντα της διάβρωσης έως ότου η ποσότητα τους φτάσει σε μία κρίσιμη τιμή  $W_{crit}$ . Η ποσότητα αυτή είναι αρκετή ώστε οι πιέσεις-τάσεις που ασκούνται από τη διόγκωση των προϊόντων να ξεπεράσουν την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος και τελικά να προκύψει η πρώτη ρωγμή (Εικόνα 1.27(δ)). Ως πρώτη ρωγμή νοείται μια τριχοειδής ρωγμή με πλάτος ίσο 0.05mm. Στη βιβλιογραφία ονομάζεται προσομοίωμα κυλίνδρου με παχύ τοίχωμα (Εικόνα 1.26) και γενικά αυτή η προσέγγιση υπάρχει και σε άλλες έρευνες (π.χ., [Chen και Mahadevan, 2008; Papakonstantinou και Shinozuka, 2013]).





Η κρίσιμη ποσότητα των προϊόντων της διάβρωσης που απαιτούνται για να ξεκινήσουν την δημιουργία ρωγμών στην επικάλυψη του σκυροδέματος μπορεί να υπολογιστεί από την παρακάτω εξίσωση [Liu και Weyers, 1999]:

$$W_{crit} = \rho_{rust} \left( \pi \left[ \frac{C f_t}{E_{ef}} \left( \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu \right) + d_0 \right] D + \frac{W_{st}}{\rho_{st}} \right) \quad \text{Εξίσωση 1.23}$$

όπου,  $C$  = το πάχος της επικάλυψης σκυροδέματος [m],  $f_t$  = η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος [MPa] ίση με  $0.94\sqrt{f_c}$ ,  $f_c$  = η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος [MPa],  $E_{ef}$  = το αποτελεσματικό (effective) μέτρο ελαστικότητας [MPa] που ισούται με  $E_{ef} = E_c / (1 + \varphi_{cr})$ ,  $E_c$  = το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος [MPa] και  $\varphi_{cr}$  = ο συντελεστής ερπυσμού του σκυροδέματος,  $a$  = η εσωτερική ακτίνα του κυλίνδρου [m] που ισούται με  $a = (D + 2d_0)/2$ ,  $b$  = η εξωτερική ακτίνα του κυλίνδρου [m] που ισούται με  $b = C + (D + 2d_0)/2$ ,  $d_0$  = το πάχος της πορώδους ζώνης [m] μια λογική τιμή του οποίου είναι τα 12.5 μm,  $D$  = η διάμετρος του διαμήκη οπλισμού [m],  $W_{st}$  = η ποσότητα του χάλυβα που έχει διαβρωθεί [kg/m] που ισούται με  $r \cdot W_{crit}$ ,  $r$  = το μοριακό βάρος του χάλυβα διαιρεμένο με το μοριακό βάρος των προϊόντων διάβρωσης και λαμβάνει τιμές από 0.523 όταν τα προϊόντα της διάβρωσης θεωρηθεί ότι είναι  $Fe(OH)_3$  και 0.622 για  $Fe(OH)_2$ ,  $\rho_{st}$  = η πυκνότητα του χάλυβα [kg/m<sup>3</sup>] και  $\rho_{rust}$  = η πυκνότητα των προϊόντων της διάβρωσης [kg/m<sup>3</sup>]. Οι τιμές για τις παραπάνω παραμέτρους βρίσκονται στον Πίνακα 7.2.

Ο ρυθμός παραγωγής σκουριάς (οξειδίων σιδήρου) συνεχώς μειώνεται όσο αυξάνεται η επίστροψη σκουριάς και δίνεται από την σχέση [Liu και Weyers, 1999]:

$$\frac{dW_{rust}}{dt} = \frac{k_p}{W_{rust}} \quad 5.18 \quad \text{Εξίσωση 1.24}$$

όπου,  $W_{rust}$  = η ποσότητα των προϊόντων διάβρωσης [ $lb/ft$ ],  $t$  = τα έτη διάβρωσης [ $yr$ ] και  $k_p$  = παράμετρος που σχετίζεται με τον ρυθμό απώλειας μετάλλου που μπορεί να εκφραστεί ως  $k_p = 2.59 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{r}\right) \pi D i_{corr}$ , όπου  $r$  σχετίζεται με τα προϊόντα διάβρωσης όπως αναφέρθηκε παραπάνω,  $D$  = η διάμετρος του χάλυβα [ $in$ ] και  $i_{corr}$  = η τιμή της πυκνότητας ρεύματος [ $mA/ft^2$ ]. Ολοκληρώνοντας την Εξίσωση 1.24 η αύξηση των προϊόντων της διάβρωσης δίνεται από την σχέση [Liu και Weyers, 1999]:

$$W_{rust}^2 = 2 \int_0^t k_p dt \quad 5.20 \quad \text{Εξίσωση 1.25}$$

Γνωρίζοντας τον ρυθμό διάβρωσης, η ποσότητα των προϊόντων διάβρωσης για μια χρονική περίοδο βρίσκεται από την παραπάνω σχέση. Για σταθερό ρυθμό διάβρωσης ο χρόνος για την πρώτη εμφάνιση ρωγμής σύμφωνα με την Εξίσωση 1.25 όταν  $W_{rust} = W_{crit}$  και  $t = t_{cr}$  δίνεται από την σχέση [Liu και Weyers, 1999]:

$$t_{cr} = \frac{W_{crit}^2}{2k_p} \quad 5.21 \quad \text{Εξίσωση 1.26}$$

όπου,  $t_{cr}$  = ο χρόνος εκκίνησης των ρωγμών αφότου ξεκίνησε η διάβρωση. Για μη-σταθερό ρυθμό διάβρωσης ο χρόνος για την πρώτη εμφάνιση ρωγμής μπορεί να υπολογιστεί επίσης από την Εξίσωση 1.25 αντικαθιστώντας στην Εξίσωση 1.25 τη χρονικά μεταβαλλόμενη πυκνότητα ρεύματος (Εξίσωση 1.21).

Το πλάτος των ρωγμών συνεχίζει να μεγαλώνει ενώ ταυτόχρονα αυξάνεται και ο ρυθμός διάβρωσης [Cui κ.ά., 2018]. Οι [Vu και Stewart, 2005] σημειώνουν ότι η αύξηση των ρωγμών έχει δύο στάδια. Αρχικώς γίνεται η εκκίνηση με την πρώτη εμφάνιση ρωγμής πλάτους  $0.05 \text{ mm}$  και έπειτα έχουμε την εξάπλωση της ρωγμής έως ότου φτάσει ένα ορισμένο οριακό πλάτος. Η τιμή του οριακού πλάτους καθορίζεται διαφορετικά σε διάφορες έρευνες, για παράδειγμα ένα όριο πλάτους καθορισμένο και για λόγους εμφάνισης αλλά και ανθεκτικότητας δίνεται από τον [Thoft-Christensen κ.ά., 1996] ίσο με  $0.3 \text{ mm}$ , γενικά όμως μια μέγιστη τιμή είναι αυτή του  $1 \text{ mm}$ . Όταν φτάσει σε αυτό το οριακό πλάτος η ύπαρξη ρωγμών χαρακτηρίζεται σοβαρή και ουσιαστικά πρόκειται για το δεύτερο στάδιο. Ο χρόνος από την πρώτη εμφάνιση ρωγμής μέχρι την εκκίνηση της έντονης-σοβαρής ρηγμάτωσης δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις [Vu και Stewart, 2005] για σταθερό ρυθμό διάβρωσης:

$$t_{ser} = 0.0167 i_{corr}^{-1.1} \left[ 42.9 \left( \frac{w_c}{c} \right)^{-0.54} + \left( \frac{w_{limit} - 0.3}{0.0062} \right)^{1.5} \right] \quad \text{Εξίσωση 1.27}$$

$$0.3 \text{ mm} \leq w_{limit} \leq 1.0 \text{ mm}$$

όπου,  $t_{ser}$  = ο χρόνος από την πρώτη εμφάνιση ρωγμής μέχρι την έντονη ρηγμάτωση ατότου ξεκίνησε η διάβρωση [yr],  $w_c$  = ο λόγος νερού-τσιμέντου,  $C$  = η επικάλυψη σκυροδέματος [mm] και  $i_{corr}$  = η πυκνότητα ρεύματος που θεωρείται σταθερή με το χρόνο [ $\mu A/cm^2$ ]. Ο συνολικός χρόνος από την εκκίνηση της διάβρωσης μέχρι το πλάτος ρωγμής να φτάσει το οριακό πλάτος είναι [Vu και Stewart, 2005]:

$$t_{sp} = t_{cr} + t_{ser} \quad \text{Εξίσωση 1.28}$$

όπου,  $t_{cr}$  = ο χρόνος μέχρι την πρώτη εμφάνιση ρωγμής από την εκκίνηση της διάβρωσης [yr] όπως προβλέπεται από το προσομοίωμα των [Liu και Weyers, 1999].

Σύμφωνα όμως με τον [Cui κ.ά., 2018] ο ρυθμός έως ότου φτάσουμε στη σοβαρή ρηγμάτωση αυξάνεται, συνεπώς η προσέγγιση του χρόνου αυτού υπό συνθήκες σταθερού ρυθμού είναι πιθανόν λιγότερο συντηρητική και ο χρόνος αυτός μπορεί να προκύψει νωρίτερα, αν και υπάρχουν ενδείξεις [Vu κ.ά., 2005] ότι οι ρωγμές αυξάνονται με μικρότερο ρυθμό όσο ο ρυθμός διάβρωσης είναι αυξημένος. Συνεπώς ο υπολογισμός του χρόνου σοβαρής ρηγμάτωσης με βάση το σταθερό ρυθμό κρίνεται κατάλληλος αργότερα σε αυτή την εργασία για την προσομοίωση του φαινομένου. Οι [Cui κ.ά., 2018] μας δίνουν μια σχέση βασισμένοι στον σχετικό κανονισμό δόμησης που ισχύει στην Κίνα [Chinese Institute of Construction Standardization. CECS 220, 2007] που συσχετίζει τον ρυθμό διάβρωσης πριν την πρώτη εμφάνιση ρωγμής ( $\lambda_1$ ) με αυτόν μετά την έντονη ρηγμάτωση ( $\lambda_3$ ), ενώ ο ενδιάμεσος ρυθμός ( $\lambda_2$ ) θεωρείται πως αυξάνεται γραμμικά με τον χρόνο στο χρονικό διάστημα από την πρώτη εμφάνιση ρωγμής μέχρι και πριν την έντονη ρηγμάτωση. Πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην παρακάτω σχέση διότι οι [Cui κ.ά., 2018] ξεκινούν να μετρούν των χρόνο μέχρι την πρώτη ρωγή και τον χρόνο μέχρι την έντονη ρηγμάτωση με αφετηρία τον χρόνο λειτουργίας της γέφυρας, ενώ οι [Vu και Stewart, 2005] και [Liu και Weyers, 1999] έχουν ως αφετηρία τον χρόνο εκκίνησης της διάβρωσης, εξ' ου και η χρήση διαφορετικού συμβολισμού. Ο ρυθμός διάβρωσης κατά τους [Cui κ.ά., 2018] άρα θα έχει τρία στάδια όπως φαίνεται παρακάτω:

$$\lambda(t) = \begin{cases} \lambda_1(t) & T_i < t \leq T_{cr} & \text{Εξίσωση 1.29} \\ \lambda_2(t) = (t - T_{cr}) \cdot \frac{\lambda_3(T_{sp}) - \lambda_1(T_{cr})}{T - T_{cr}} + \lambda_1(T_{cr}) & T_{cr} < t \leq T_{sp} & \text{Εξίσωση 1.30} \\ \lambda_3(t) & t > T_{sp} & \text{Εξίσωση 1.31} \end{cases}$$

$$T_{cr} = t_{cr} + T_i \quad \text{Εξίσωση 1.32}$$

$$T_{sp} = t_{sp} + T_i \quad \text{Εξίσωση 1.33}$$

όπου,  $T_i$  = ο χρόνος εκκίνησης της διάβρωσης [yr],  $T_{cr}$  = ο χρόνος μέχρι την εμφάνιση της πρώτης ρωγμής με αφετηρία τον χρόνο λειτουργίας της κατασκευής [yr],  $T_{sp}$  = ο χρόνος

μέχρι η ρωγμή να φτάσει το οριακό πλάτος με αφετηρία τον χρόνο λειτουργίας της κατασκευής  $[yr]$  και [11]:

$$\lambda_1(t) = 0.0116 \cdot i_{corr} \cdot 0.85 \cdot (t_p)^{-0.29} \quad \text{Εξίσωση 1.34}$$

$$\lambda_3(t) = (4.5 - 26\lambda_1(t)) \cdot \lambda_1(t) \quad \text{Εξίσωση 1.35}$$

όπου,  $t_p = (t - T_i)$  : ο χρόνος εξέλιξης της διάβρωσης  $[yr]$ , δηλαδή ο χρόνος αφότου έχει ξεκινήσει η διάβρωση.

#### 1.4.11 Επιπτώσεις της διάβρωσης

Η εμφάνιση δομικής αλλοίωσης (structural deterioration) επιταχύνεται [Stewart, 2001] και οι μηχανικές ιδιότητες του οπλισμού μειώνονται [Lee και Cho, 2009] εξαιτίας της διάβρωσης. Η μείωση της αντοχής κάποιου μέλους οπλισμένου σκυροδέματος οφείλεται πρωτίστως στη μείωση του εμβαδού διατομής του χάλυβα οπλισμού [Enright και Frangopol, 1998]. Αφού ξεκινήσει η διάβρωση, η δυνατότητα παραλαβής φορτίου (load carrying capacity) αλλάζει κυρίως εξαιτίας της μείωσης του εμβαδού διατομής του οπλισμού, όμως επίσης και από την μείωση της αντοχής εξόλκευσης (pull out resistance) των ράβδων και της δημιουργίας ρωγμών [Choe κ.ά., 2008]. Η επικάλυψη σκυροδέματος θα ρηγματωθεί και θα αποκολληθεί εξαιτίας της διάβρωσης. Αυτό με τη σειρά του οδηγεί σε μείωση της συνάφειας με το σκυρόδεμα του πυρήνα και αλλάζει τις δυνατότητα παραλαβής φορτίου και την δυνατότητα παραμόρφωσης. Ο [Yalciner κ.ά., 2012] σημειώνουν ότι η μείωση του εμβαδού μπορεί να οδηγήσει ακόμη και σε λυγισμό (buckling) και ότι η δυνατότητα απόσβεσης ενέργειας (energy dissipation capacity) και επίσης η δυνατότητα παραλαβής καμπτικού φορτίου [Enright και Frangopol, 1998] μειώνεται. Η μείωση του εμβαδού διατομής οφείλεται στη μείωση της διαμέτρου του ράβδων οπλισμού εξαιτίας της μετατροπής του αρχικού μετάλλου (σίδηρος) σε οξείδια του σιδήρου όπως έχει εξηγηθεί παραπάνω, και στην περίπτωση της ομοιόμορφης διάβρωσης που εξετάζεται σε αυτή την εργασία η μεταβολή της διαμέτρου με τον χρόνο δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις [Choe κ.ά., 2008, 2009]:

$$d_b(t) = \begin{cases} d_{bi} & t \leq T_i & \text{Εξίσωση 1.36} \\ d_{bi} - 2 \int_{T_i}^t \lambda(t) dt & T_i < t \leq T_f & \text{Εξίσωση 1.37} \\ 0 & T_f < t & \text{Εξίσωση 1.38} \end{cases}$$

όπου,  $d_{bi}$  = η αρχική διάμετρος του οπλισμού  $[mm]$  σε χρόνο  $t = 0$ , και  $\lambda(t)$  = ο ρυθμός διάβρωσης του οπλισμού  $[mm/yr]$ . Αυτή η σχέση αναπτύσσεται περαιτέρω καθώς ο ρυθμός διάβρωσης όπως προαναφέρθηκε αλλάζει για τα διάφορα στάδια της διάβρωσης. Συνεπώς, για το χρονικό διάστημα  $T_i < t \leq T_f$  η σχέση γίνεται:

$$d_b(t) = \begin{cases} db_i - 2 \int_{T_i}^{T_{cr}} \lambda_1(t) dt & T_i < t \leq T_{cr} & \text{Εξίσωση 1.39} \\ db_i - 2 \int_{T_{cr}}^{T_{sp}} \lambda_2(t) dt & T_{cr} < t \leq T_{sp} & \text{Εξίσωση 1.40} \\ db_i - 2 \int_{T_{sp}}^t \lambda_3(t) dt & t > T_{sp} & \text{Εξίσωση 1.41} \end{cases}$$

Όπως είναι λογικό να συμβαίνει, η μείωση του εμβαδού διατομής του χάλυβα με τον χρόνο, καθιστά την αντοχή διαρροής του χάλυβα επίσης χρονικά μεταβαλλόμενη. Ο [Du κ.ά., 2005] δίνει της παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό της χρονικά εξαρτώμενης αντοχής διαρροής του χάλυβα:

$$f(t) = (1.0 - 0.005Q_{corr}) \cdot f_0 \quad \text{Εξίσωση 1.42}$$

όπου,  $f_0$  = η αντοχή διαρροής του χάλυβα στην άθικτη κατάσταση [MPa] και  $Q_{corr}$  = το ποσοστό της διάβρωσης [%] με όρους βάρους (ή εμβαδού) που μπορεί να εκφραστεί ως:

$$Q_{corr}(t) = \frac{A_0 - A(t)}{A_0} \times 100 \quad \text{Εξίσωση 1.43}$$

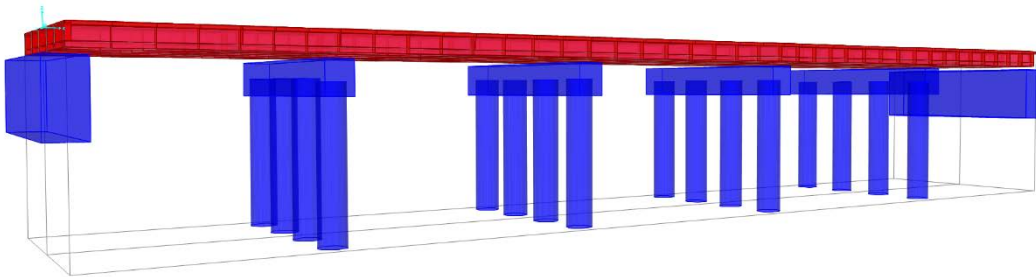
όπου,  $A_0$  = το εγκάρσιο εμβαδόν του οπλισμού στην άθικτη κατάσταση [ $mm^2$ ] και  $A(t)$  = το εγκάρσιο εμβαδόν [ $mm^2$ ] σε χρόνο  $t$ .

## 2 Μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης

Στο παρόν κεφάλαιο θα εξηγηθεί η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε με σκοπό να μελετηθούν οι επιπτώσεις που προκαλεί η επαναλαμβανόμενη καταπόνηση από σεισμικές διεγέρσεις σε μία τυπική γέφυρα οπλισμένου σκυροδέματος, σε συνδυασμό με την αλλοίωση που υπόκειται εξαιτίας του διαβρωτικού περιβάλλοντος στο οποίο βρίσκεται η γέφυρα. Ο τρόπος με τον οποίο προσεγγίζεται το πρόβλημα που τίθεται παρουσιάζεται στις επόμενες ενότητες. Αρχικά θα παρουσιαστεί το προσομοιώμα της άθικτης γέφυρας που δημιουργήθηκε στο πλαίσιο της εργασίας και στη συνέχεια το εφαρμοζόμενο προσομοιώμα της διάβρωσης. Κατόπιν αυτού, εξηγείται η μέθοδος με τον οποίο προσομοιώνεται η επίδραση της διάβρωσης στο προσομοιώμα της γέφυρας και τελικώς οι φορτίσεις που εφαρμόζονται σε αυτήν με σκοπό την εξέταση της σεισμικής τρωτότητας.

### 2.1 Προσομοίωση γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος

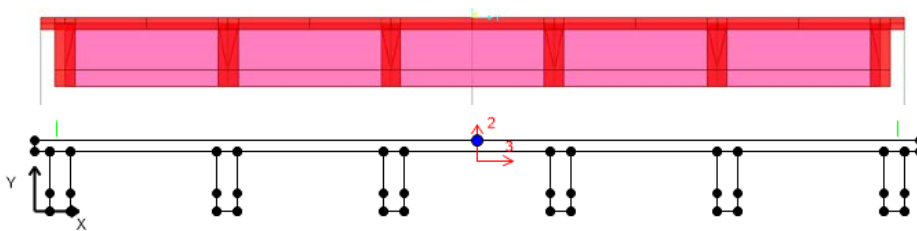
Η γέφυρα οπλισμένου σκυροδέματος είναι μια τυπική ορθή και ευθύγραμμη γέφυρα αυτοκινητοδρόμου τεσσάρων ρευμάτων κυκλοφορίας, η οποία δημιουργήθηκε με την χρήση του λογισμικού CSi Bridge και φαίνεται στην Εικόνα 2.1.



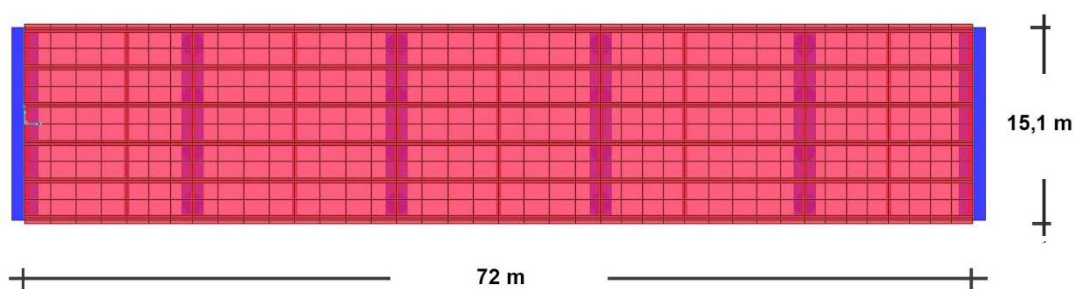
Εικόνα 2.1 Τρισδιάστατη όψη γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος.

#### 2.1.1 Φορέας

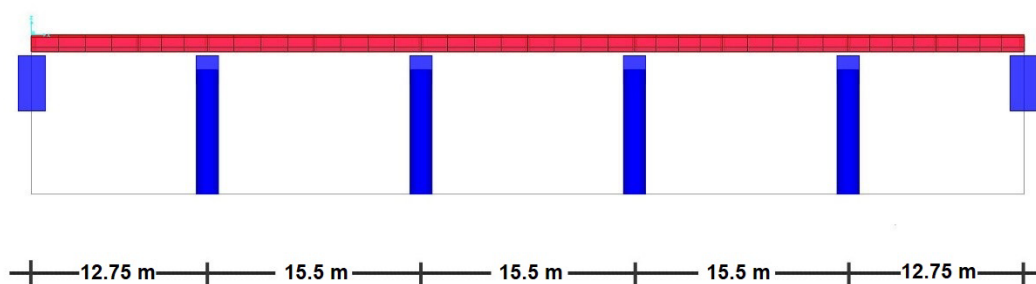
Ο φορέας της γέφυρας (κατάστρωμα), δηλαδή το οριζόντιο στοιχείο πάνω στο οποίο γίνεται η κίνηση των οχημάτων είναι συνεχής, τύπου εσχάρας δοκών και φαίνεται στην Εικόνα 2.2 και στην Εικόνα 2.3. Το μήκος του καταστρώματος είναι 72 m, το πλάτος του 15.1 m και το συνολικό του πάχος είναι 1.2 m. Στην κορυφή το πάχος της πλάκας είναι 0.2 m και οι δοκοί έχουν ορθογωνική διατομή με ύψος 1 m και πάχος 0.35 m. Το κατάστρωμα αποτελείται από πέντε συνεχή ανοίγματα, με τα ακραία να έχουν μήκος 12.75 m και τα ενδιάμεσα μήκος 15.5 m, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.4.



Εικόνα 2.2 Εγκάρσια διατομή φορέα.



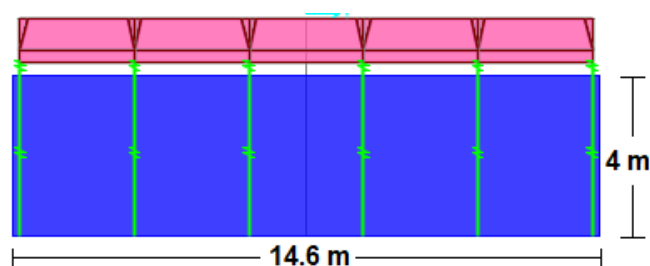
Εικόνα 2.3 Κάτοψη γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος.



Εικόνα 2.4 Πλάγια όψη γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος.

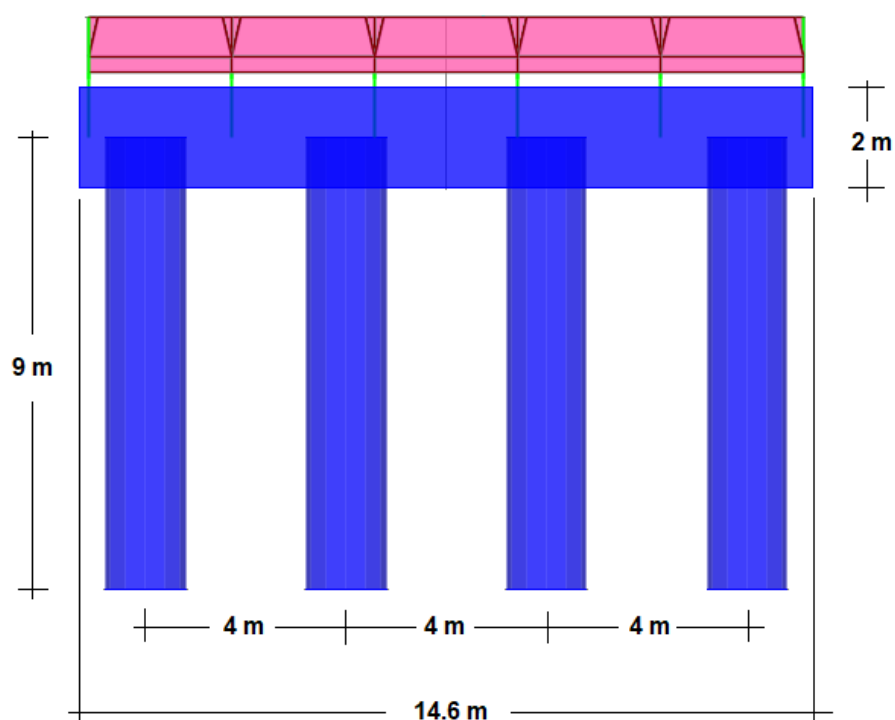
### 2.1.2 Βάθρα

Η στήριξη του καταστρώματος της γέφυρας αποτελείται από δύο ακρόβαθρα και τέσσερα μεσόβαθρα πάνω στα οποία εδράζεται το κατάστρωμα (Εικόνα 2.4). Τα ακρόβαθρα (Εικόνα 2.5) είναι τοιχοειδούς μορφής με μήκος 14.6 m, έχουν ορθογωνική διατομή με ύψος 4 m και πλάτος 2 m η οποία φαίνεται στην Εικόνα 2.7(α).

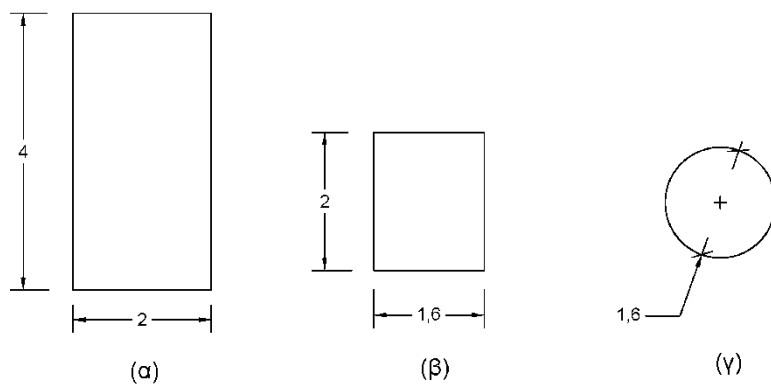


Εικόνα 2.5 Διαστάσεις ακρόβαθρου.

Τα μεσόβαθρα είναι πολύστυλα, έχουν τέσσερα υποστυλώματα κυκλικής διατομής και στην κεφαλή των υποστυλωμάτων υπάρχει δοκός έδρασης ορθογωνικής διατομής (Εικόνα 2.6). Τα υποστυλώματα έχουν ύψος 9 m, οι κεντρικοί άξονες των υποστυλωμάτων απέχουν μεταξύ τους 4 m και η διάμετρος του υποστυλώματος είναι 1.6 m (Εικόνα 2.7(γ)). Η δοκός έδρασης έχει μήκος 14.6 m, ύψος 2 m και πλάτος 1.6 m (Εικόνα 2.7 (β)).



Εικόνα 2.6 Διαστάσεις μεσόβαθρου.



Εικόνα 2.7 Διατομές μελών γέφυρας.



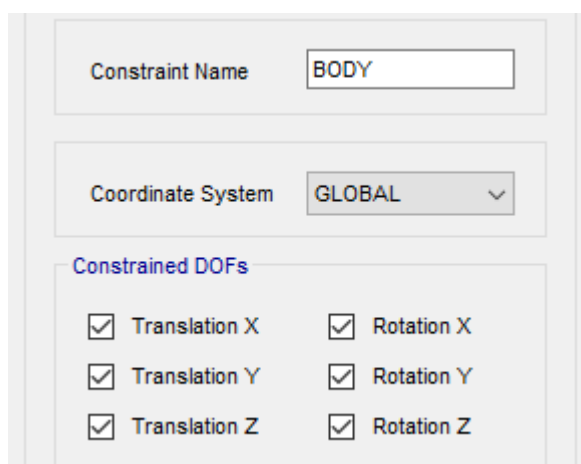
### 2.1.3 Συνδέσεις μελών

Τα βάθρα της γέφυρας θεωρούνται ότι στη βάση τους είναι πακτωμένα στο έδαφος. Η πάκτωση έγινε με ανάθεση περιορισμού (restraints) και με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας στη βάση των ακροβάθρων και των μεσοβάθρων.

Η δοκός έδρασης συνδέετε με τα υποστυλώματα του μεσόβαθρου με την χρήση μίας δέσμευσης (constraint), ώστε να προσομοιωθεί μια άκαμπτη σύνδεση μεταξύ της δοκού και των υποστυλωμάτων στα σημεία που φαίνονται στην Εικόνα 2.8. Η σύνδεση αυτή δεσμεύει τα στοιχεία μεταξύ τους με τρόπο ώστε και οι μεταφορικές και οι στρωφικές κινήσεις να είναι κοινές (Εικόνα 2.9).



Εικόνα 2.8 Ειδικές συνθήκες σύνδεσης κόμβων υποστυλώματος – δοκού έδρασης..



Εικόνα 2.9 Δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας.

Το κατάστρωμα τις γέφυρας συνδέετε στα μεσόβαθρα με εφέδρανα που δημιουργούνται αυτόματα από το λογισμικό, τα οποία έχουν εντελώς απλή μορφή και δεν χρησιμοποιούνται με αντισεισμικό σκοπό. Το εφέδρανα που συνδέουν το κατάστρωμα με τα μεσόβαθρα έχουν δεσμευμένους τους μεταφορικούς άξονες, ενώ οι περιστροφικοί άξονες τους είναι ελεύθεροι (Εικόνα 2.10). Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι οι μετακινήσεις από τα μεσόβαθρα στον φορέα και από τον φορέα στα μεσόβαθρα μεταδίδονται προς όλες τις διευθύνσεις και δεν μπορεί να υπάρξει σχετική μετακίνηση, ενώ οι στρώφες δεν μεταδίδονται μεταξύ των μελών.

Bridge Bearing Name:

Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

☐ Link/Support Property

☒ User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Εικόνα 2.10 Εφέδρανο μεταξύ φορέα και μεσοβάθρων.

Επίσης, το κατάστρωμα της γέφυρας συνδέεται στα ακρόβαθρα με εφέδρανα. Τα εφέδρανα αυτά έχουν δεσμευμένους μόνο τους οριζόντιους μεταφορικούς άξονες (Εικόνα 2.11). Τα ακρόβαθρα μπορούν να μεταδώσουν μετακινήσεις στον φορέα και αντίστροφα μόνο για τους οριζόντιους μεταφορικούς άξονες, ενώ οι στροφές δεν μεταδίδονται. Πρακτικά οι μεταφορές του ακρόβαθρου με του καταστρώματος μεταφέρονται μεταξύ τους για τους οριζόντιους άξονες και μόνο.

Bridge Bearing Name:

Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

☐ Link/Support Property

☒ User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Εικόνα 2.11 Εφέδρανο μεταξύ φορέα και ακροβάθρων

#### 2.1.4 Υλικά

Για όλα τα μέλη της γέφυρας, συμπεριλαμβανομένου και του καταστρώματος χρησιμοποιείται σκυρόδεμα τύπου 4000 psi ( $\approx 30$  MPa, τύπος C30) ένας σύνηθες τύπος σκυροδέματος για πολλές βαριές χρήσεις. Σε ένα υποστύλωμα της γέφυρας ωστόσο χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα τύπου 5000 psi ( $\approx 35$  MPa, τύπος C35) καθώς στο πλαίσιο της εργασίας κρίθηκε σκόπιμο να μελετηθεί η διάβρωση σε ένα τέτοιο μέλος διότι αναμένεται να εμφανίσει μεγαλύτερους χρόνους εκκίνησης διάβρωσης εξαιτίας του μικρότερου λόγου νερού/τσιμέντου. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται τόσο για τον εγκάρσιο και για τον διαμήκη

για τον οπλισμό των μελών είναι τύπου ASTM A615 Grade 60 ( $60 \text{ ksi} \cong 420 \text{ MPa}$ ). Οι ιδιότητες αυτές είναι αποθηκευμένες στο πρόγραμμα CSi Bridge, και παρουσιάζονται παρακάτω σε μονάδες SI, για το σκυρόδεμα (Πίνακας 2.1 και Πίνακας 2.2) και για τον χάλυβα (Πίνακας 2.3).

Ιδιότητα	Σύμβολο	Τιμή	Μονάδα μέτρησης
Υλικό	<i>Σκυρόδεμα</i>	-	-
Ειδικό βάρος	$\gamma$	23.6	$kN/m^3$
Μέτρο ελαστικότητας	$E$	25	$GPa$
Λόγος Poisson	$\nu$	0.2	-
Μέτρο διάτμησης	$G$	10.4	$GPa$
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος	$f_c$	27.6	$MPa$

Πίνακας 2.1 Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος τύπου 4000 Psi.

Ιδιότητα	Σύμβολο	Τιμή	Μονάδα μέτρησης
Υλικό	<i>Σκυρόδεμα</i>	-	-
Ειδικό βάρος	$\gamma$	23.6	$kN/m^3$
Μέτρο ελαστικότητας	$E$	28	$GPa$
Λόγος Poisson	$\nu$	0.2	-
Μέτρο διάτμησης	$G$	11.6	$GPa$
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος	$f_c$	34.5	$MPa$

Πίνακας 2.2 Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος τύπου 5000 Psi.

Ιδιότητα	Σύμβολο	Τιμή	Μονάδα μέτρησης
Υλικό	<i>Χάλυβας</i>	-	-
Ειδικό βάρος	$\gamma$	76.9	$kN/m^3$
Μέτρο ελαστικότητας	$E$	200	$GPa$
Λόγος Poisson	$\nu$	0.3	-
Ελάχιστη αντοχή διαρροής	$F_y$	413.7	$MPa$
Ελάχιστη αντοχή εφελκυσμού	$F_u$	620.5	$MPa$
Αναμενόμενη αντοχή διαρροής	$F_{ye}$	455.1	$MPa$
Αναμενόμενη αντοχή εφελκυσμού	$F_{ue}$	682.6	$MPa$

Πίνακας 2.3 Μηχανικές ιδιότητες χάλυβα οπλισμού τύπου 60 ksi [CSi Bridge].

### 2.1.5 Οπλισμός μελών

Οι οπλισμοί των μελών δημιουργήθηκαν με τις προεπιλεγμένες (default) τιμές του λογισμικού. Για λόγους σκοπιμότητας σε ένα εκ των υποστυλωμάτων δόθηκε διαφορετική τιμή στο πάχος της επικάλυψης σκυροδέματος, με σκοπό αργότερα στην εργασία να εξεταστεί η επίδραση που θα έχει σε αυτό το υποστύλωμα η διάβρωση. Ο οπλισμός των ακροβάθρων φαίνεται στην Εικόνα 2.12 και των μεσοβάθρων στην Εικόνα 2.13 και στην Εικόνα 2.14.

**Rebar Material**

Longitudinal Bars + Pristine\_rebar\_both

Confinement Bars (Ties) + Pristine\_rebar\_both

**Design Type**

☒ Column (P-M2-M3 Design)

☐ Beam (M3 Design Only)

**Reinforcement Configuration**

☒ Rectangular

☐ Circular

**Confinement Bars**

☒ Ties

☐ Spiral

**Longitudinal Bars - Rectangular Configuration**

Clear Cover for Confinement Bars 0,04

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 3

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 3

Longitudinal Bar Size + #9

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size + #4

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0,15

Number of Confinement Bars in 3-dir 3

Number of Confinement Bars in 2-dir 3

Εικόνα 2.12 Οπλισμός ακροβάθρου

**Rebar Material**

Longitudinal Bars + Pristine\_rebar\_both

Confinement Bars (Ties) + Pristine\_rebar\_both

**Design Type**

☐ Column (P-M2-M3 Design)

☒ Beam (M3 Design Only)

**Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center**

Top 0,06

Bottom 0,06

**Reinforcement Overrides for Ductile Beams**

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

Εικόνα 2.13 Οπλισμός δοκού έδρασης.

**Rebar Material**

Longitudinal Bars + Pristine\_rebar\_both

Confinement Bars (Ties) + Pristine\_rebar\_both

**Design Type**

☒ Column (P-M2-M3 Design)

☐ Beam (M3 Design Only)

**Reinforcement Configuration**

☐ Rectangular

☒ Circular

**Confinement Bars**

☒ Ties

☐ Spiral

**Longitudinal Bars - Circular Configuration**

Clear Cover for Confinement Bars 0,04

Number of Longitudinal Bars 8

Longitudinal Bar Size + #9

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size + #4

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0,15

Εικόνα 2.14 Οπλισμός υποστυλώματος.

### 2.1.6 Προσομοίωση της μη-γραμμικότητας

Ένα πολύ σημαντικό κομμάτι της μεθοδολογίας είναι η προσομοίωση της μη γραμμικότητας των μελών. Συγκεκριμένα ανατέθηκε μη γραμμική συμπεριφορά μόνο στα υποστυλώματα των μεσόβαθρων με σκοπό να εξεταστεί αρχικά η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων μέσω υπερωθητικών αναλύσεων (Ενότητα 2.4.4) και να υπολογιστεί η υστερητική ενέργεια που αποσβένεται κατά την ανάλυση χρονοϊστοριών (Ενότητα 2.4.5).

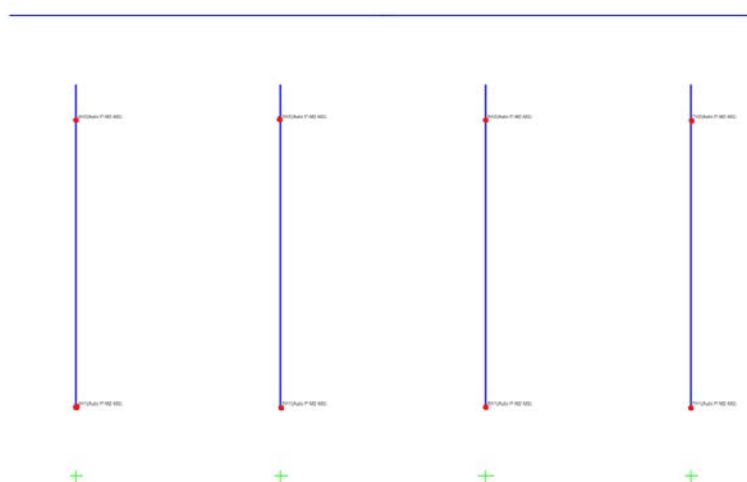
Υπάρχουν διάφοροι τρόποι να προσομοιωθεί η μη γραμμικότητα στα μέλη της κατασκευής. Ο πιο συνηθισμένος τρόπος είναι η ανάθεση πλαστικών αρθρώσεων (hinges) μέσω του λογισμικού στις περιοχές των μελών που θεωρούνται κρίσιμες. Η μέθοδος αυτή θεωρείται ικανή να αποτυπώσει με καλή ακρίβεια την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την μη γραμμική στατικές αναλύσεις, όπως είναι η υπερωθητική ανάλυση, όμως δεν αποδίδει τόσο καλά όσον αφορά την ανάλυση χρονοϊστοριών.

Για την μελέτη της μη γραμμικής συμπεριφοράς των μελών υπό συνθήκες φόρτισης με κάποια χρονοϊστορία δημιουργούνται συνδέσμοι (links) στα οποία μπορεί να δοθεί μη γραμμική συμπεριφορά σε όποιον βαθμό ελευθερίας κρίνεται αναγκαίο, δίνοντας το διάγραμμα ροπής-στροφής στους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας και το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης στους μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας ενώ ταυτόχρονα καθορίζεται και η υστερητική συμπεριφορά του μέλους.

### 2.1.6.i Πλαστικές αρθρώσεις

Για την ανάθεση πλαστικών αρθρώσεων η διαδικασία είναι απλή από την στιγμή που χρησιμοποιούνται οι προεπιλεγμένες τιμές που προέρχονται από τον ASCE 41-43 (Εικόνα 2.15). Οι πλαστικές αρθρώσεις που ανατέθηκαν είναι τύπου P-M2-M3, δηλαδή περιγράφουν την συμπεριφορά του υποστυλώματος μετά την διαρροή που υπόκειται σε αξονικές και διαξονικές καμπτικές συνθήκες και δίνουν αρκετά ακριβή αποτελέσματα στις υπερωθητικές αναλύσεις. Για τα υποστυλώματα θα ανατεθούν πλαστικές αρθρώσεις στην κορυφή και τη βάση κάθε υποστυλώματος (Εικόνα 2.16). Αξίζει να σημειωθεί ότι αν δεν ξεπεραστούν οι τιμές διαρροής του μέλους δεν θα δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση και το λογισμικό δεν θα δώσει αποτελέσματα. Σε περίπτωση όμως που δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις το λογισμικό έπειτα μας δίνει την δυνατότητα να εξάγουμε το διάγραμμα ροπής στροφής που προκύπτει από την όποια ανάλυση.

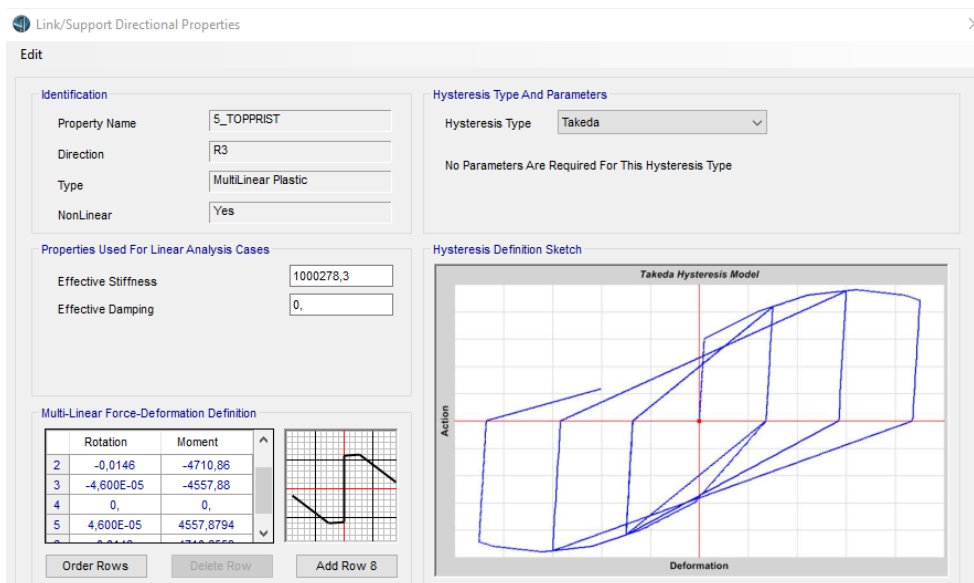
Εικόνα 2.15 Ανάθεση προεπιλεγμένων πλαστικών αρθρώσεων.



Εικόνα 2.16 Θέση πλαστικών αρθρώσεων.

### 2.1.6.ii Πλαστικοί σύνδεσμοι

Η ανάθεση των πλαστικών συνδέσμων γίνεται δημιουργώντας συνδέσμους τύπου multilinear plastic links, στα οποία στη συνέχεια πρέπει να καθοριστεί το διάγραμμα ροπής στρώσης (Εικόνα 2.17), το οποίο στο πλαίσιο της εργασίας σύμφωνα με προτεινόμενη μεθοδολογία [Κίρτας και Παναγόπουλος, 2015] έχει αποκτηθεί από τις υπερωθητικές αναλύσεις μέσω των αποτελεσμάτων των πλαστικών αρθρώσεων που αναφέρθηκαν παραπάνω.



Εικόνα 2.17 Καθορισμός διαγράμματος ροπής-πλαστικής στρώσης και τύπου υστέρησης.

Στη συνέχεια απαιτείται να δοθεί το διάγραμμα δύναμης μετακίνησης στον κατάλληλο βαθμό ελευθερίας του πλαστικού συνδέσμου (Εικόνα 2.18). Το λογισμικό δεν επιτρέπει την εξαγωγή διαγράμματος δύναμης-μετακίνησης από τις πλαστικές αρθρώσεις (hinges) που χρησιμοποιήθηκαν, συνεπώς πρέπει να δημιουργηθεί μετατρέποντας το διάγραμμα ροπής-στρώσης ( $M - \theta$ ) σε διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης ( $F - \Delta$ ). Αυτό έγινε εφικτό χρησιμοποιώντας την μεθοδολογία που αναφέρεται από τους [Priestley κ.ά., 2007].

Αρχικά μετατρέπεται το διάγραμμα ροπής-στρώσης σε διάγραμμα ροπής-καμπυλότητας ( $M - \varphi$ ). Η μετατροπή γίνεται μέσω της εξίσωσης [Κίρτας και Παναγόπουλος, 2015]:

$$\varphi = \theta / L_p \quad \text{Εξίσωση 2.1}$$

όπου,  $\varphi$  = η καμπυλότητα [ $1/m$ ],  $\theta$  = η στρώση [ $rad$ ] και  $L_p$  = το μήκος της πλαστικής άρθρωσης [ $m$ ]. Συνεπώς χρειάζεται να υπολογιστεί το μήκος της πλαστικής άρθρωσης. Η σχέση που δίνει το μήκος της πλαστικής άρθρωσης είναι η ακόλουθη [Priestley κ.ά., 2007]:

$$L_p = kL_c + L_{sp} \leq 2L_{sp} \quad \text{Εξίσωση 2.2}$$

όπου,  $L_c$  είναι η απόσταση από την κρίσιμη περιοχή έως το σημείο μηδενισμού της ροπής, όπου στην περίπτωση διπλής κάμψης (double bending) συνήθως λαμβάνεται ίσο με το μισό ύψος του υποστυλώματος, και  $L_{SP}$  το μήκος έντονης παραμόρφωσης (strain penetration length) (Εξίσωση 2.3) και  $k$  μια παράμετρος που δίνει έμφαση στον λόγο της μέγιστης εφελκυστικής αντοχής προς την εφελκυστική αντοχή διαρροής (Εξίσωση 2.4).

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ σε MPa}) \quad \text{Εξίσωση 2.3}$$

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad \text{Εξίσωση 2.4}$$

Η ροπή  $M$ , μετατρέπεται εύκολα σε δύναμη διαιρώντας την με κάθετη απόσταση του άξονα στον οποίο ασκείται η δύναμη, δηλαδή την απόσταση μέχρι το σημείο μηδενισμού των ροπών  $H$ :

$$F = M/H \quad \text{Εξίσωση 2.5}$$

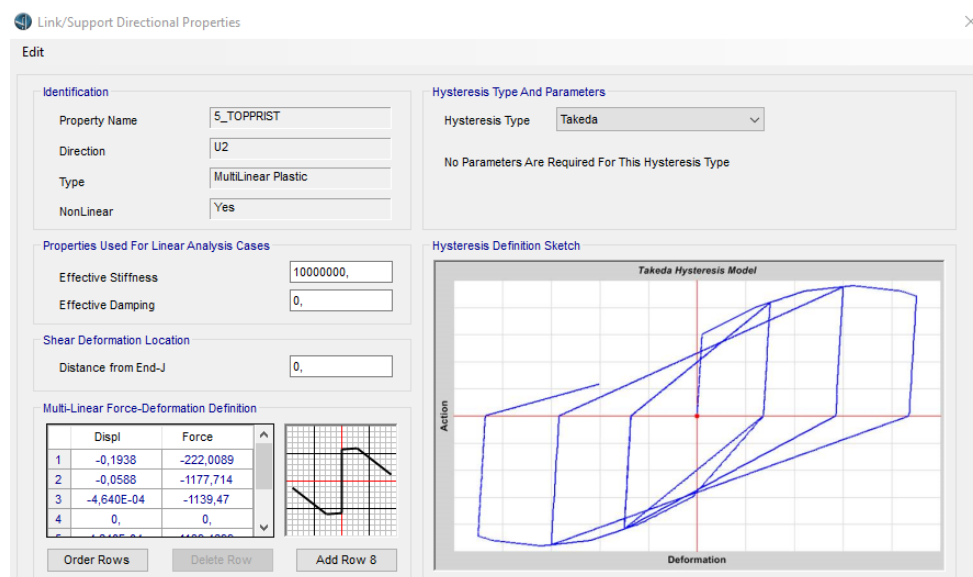
Η μετακίνηση στη διαρροή δίνεται από την παρακάτω εξίσωση [Priestley κ.ά., 2007]:

$$\Delta_y = \varphi_y (H + L_{sp})^2 / 3 \quad \text{Εξίσωση 2.6}$$

όπου,  $\varphi_y$  = η καμπυλότητα στη διαρροή. Μετά την διαρροή η μετακίνηση δίνεται από την εξίσωση [Priestley κ.ά., 2007]:

$$\Delta = \Delta_y \frac{M}{M_y} + \left( \varphi - \varphi_y \frac{M}{M_y} \right) L_p H \quad \text{Εξίσωση 2.7}$$

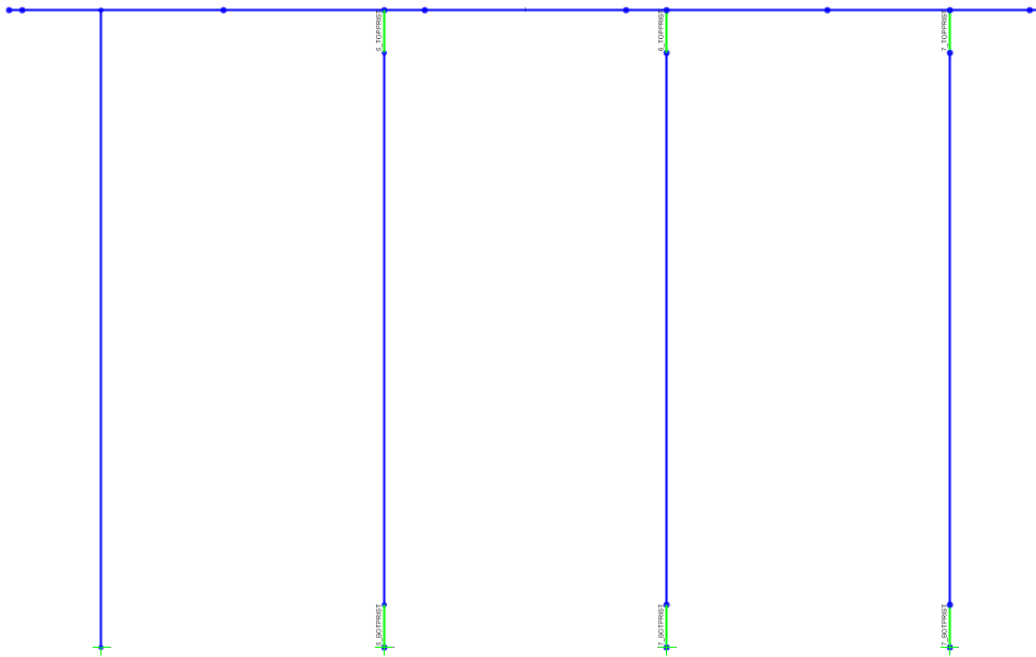
όπου,  $M$  = η ροπή,  $M_y$  = η ροπή διαρροής και  $\varphi$  = η καμπυλότητα.



Εικόνα 2.18 Καθορισμός διαγράμματος δύναμης-πλαστικής μετακίνησης και τύπου υστέρησης.



Οι πλαστικοί σύνδεσμοι τοποθετούνται στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων, στην κορυφή και την βάση τους όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.19.



Εικόνα 2.19 Θέση πλαστικών συνδέσμων (με πράσινο χρώμα).

## 2.2 Προσομοίωση της διάβρωσης

Για την προσομοίωση της διάβρωσης, το προσομοιώμα που εφαρμόζεται επί του παρόντος βασίζεται σε δύο παραδοχές. Η πρώτη παραδοχή αφορά τον τρόπο διάβρωσης και θεωρείται ότι το προσομοιώμα παρομοιάζει ομοιόμορφη διάβρωση (uniform corrosion) από ατμοσφαιρική έκθεση σε παραθαλάσσιο περιβάλλον. Η δεύτερη παραδοχή του προσομοιώματος είναι ότι ο ρυθμός διάβρωσης δεν είναι σταθερός σε όλο τον χρόνο λειτουργίας της γέφυρας, αντιθέτως διαφοροποιείται σε τρεις διαφορετικές χρονικές φάσεις, ανάλογες με τις βλάβες που η γέφυρα έχει υποστεί από την διάβρωση.

Το πρώτο μέλημα είναι να βρεθεί η χρονική στιγμή κατά την οποία η διάβρωση ξεκινάει. Η χρονική στιγμή εκκίνησης της διάβρωσης ( $T_i$ ) βρίσκεται χρησιμοποιώντας την Εξίσωση 1.19 με τις παραμέτρους που έχουν σημειωθεί με έντονη γραφή στον Πίνακα 7.1. Συνολικά θα προσομοιωθούν τέσσερις διαφορετικές συνθήκες διάβρωσης (παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 2.3) ώστε να φανεί η επιρροή των διαφόρων παραγόντων του προσομοιώματος στον χρόνο εκκίνησης. Κατά την στιγμή εκκίνησης καθορίζεται επίσης και η αρχική πυκνότητα ρεύματος διάβρωσης ( $i_{corr,0}$ ) από την Εξίσωση 1.20 και συνάμα ο ρυθμός διάβρωσης ( $\lambda_{corr}(0)$ ) από την Εξίσωση 1.22 για  $t_p = 0 \text{ yr}$ .

Ο ρυθμός διάβρωσης που καθορίστηκε ο οποίος και ισχύει μόνο για την χρονική στιγμή της εκκίνησης, έχει την τάση να μειώνεται σύμφωνα με την Εξίσωση 1.34, έως ότου και την χρονική στιγμή που εμφανίζονται οι πρώτες ρωγμές (πλάτος ρωγμής ίσο με 0.05 mm) στην επικάλυψη του σκυροδέματος εξαιτίας της διάβρωσης.

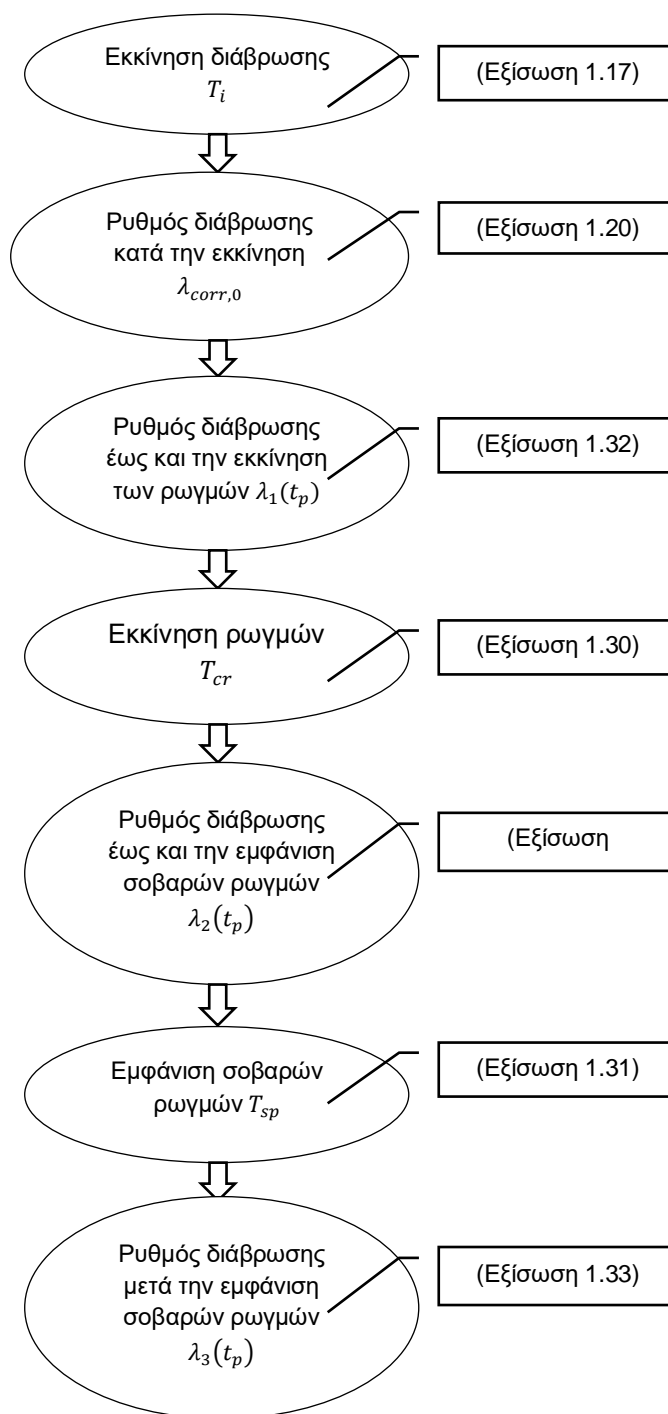
Η χρονική στιγμή αυτή ( $t_{cr}$ ), δίνεται από την κατάλληλη ολοκλήρωση της Εξίσωσης 1.25 για  $W_{rust} = W_{crit}$ , αφού πρώτα έχει υπολογιστεί η κρίσιμη ποσότητα προϊόντων

διάβρωσης ( $W_{crit}$ ) ικανή για την εκκίνηση των ρωγμών από την Εξίσωση 1.23 και την χρήση των παραμέτρων του Πίνακα 7.2. Όπως έχει προαναφερθεί η χρονική στιγμή  $t_{cr}$  αφορά την στιγμή εκκίνησης των ρωγμών με χρονική αφετηρία την εκκίνηση της διάβρωσης. Για να βρούμε την χρονική στιγμή εκκίνησης των ρωγμών με αφετηρία τον χρόνο λειτουργίας της γέφυρας (βάση του οποίου λειτουργεί η Εξίσωση 1.34) πρέπει να υπολογιστεί η τιμή της Εξίσωσης 1.32. Μετά από την χρονική στιγμή που ξεκινάνε οι ρωγμές ( $T_{cr}$ ) ο ρυθμός διάβρωσης αναμένεται να αλλάξει εξαιτίας της ταχύτερης εισροής παραγόντων που επιταχύνουν την διάβρωση. Ο ρυθμός μετά την εκκίνηση των ρωγμών έχει αυξητική τάση και εκφράζεται από την Εξίσωση 1.30.

Σε συνέχεια των προηγούμενων όταν το πλάτος των ρωγμών αυξηθεί και φτάσει ένα οριακό επίπεδο ( $0.3\text{ mm} \leq w_{limit} \leq 1\text{ mm}$ ) ο ρυθμός διάβρωσης αλλάζει πάλι καθώς θεωρείται ότι τα προϊόντα της διάβρωσης που έχουν συσσωρευθεί γύρω από τον οπλισμό μειώνουν την διαθεσιμότητα των παραγόντων επιτάχυνσης της διάβρωσης. Στο πλαίσιο της εργασίας οριακό επίπεδο πλάτους καθορίζεται το πλάτος 1 mm. Προσεγγιστικά η χρονική στιγμή που οι ρωγμές θα φτάσουν το οριακό πλάτος δίνεται από την Εξίσωση 1.27. Η τιμή του χρόνου που δίνεται από αυτή την εξίσωση έχει ως αφετηρία την χρονική στιγμή εκκίνησης των ρωγμών και συνεπώς για τον υπολογισμό της τιμής με αφετηρία τον χρόνο εκκίνησης της διάβρωσης απαιτείται η χρήση της Εξίσωσης 1.28. Εδώ χρειάζεται επίσης να προσθέσουμε τον χρόνο εκκίνησης της διάβρωσης ( $T_i$ ) στην τιμή της Εξίσωσης 1.28 ώστε να υπολογιστεί ο χρόνος δημιουργίας σοβαρών ρωγμών με αφετηρία τον χρόνο λειτουργίας της γέφυρας από την Εξίσωση 1.33. Ο ρυθμός διάβρωσης μετά την χρονική στιγμή ( $T_{sp}$ ) παίρνει τιμές σύμφωνα με την Εξίσωση 1.31 και την Εξίσωση 1.35. Συμπυκνωμένη η παραπάνω διαδικασία φαίνεται στην Εικόνα 2.20.

Αφού έχουν καθοριστεί όλα τα παραπάνω, πλέον έχει νόημα να προσδιοριστεί η επίπτωση της διάβρωσης στον χάλυβα οπλισμού της γέφυρας. Με την κατάλληλη χρήση των Εξισώσεων 1.39, 1.40, 1.41 αναλόγως σε ποιο χρονικό διάστημα διάβρωσης βρίσκεται η γέφυρα, προσδιορίζεται η απομένουσα διάμετρος του χάλυβα ως συνάρτηση του χρόνου.

Εφόσον το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για την διάβρωση είναι αυτό της ομοιόμορφης διάβρωσης, γίνεται πολύ εύκολα να υπολογιστεί το εναπομένον εγκάρσιο εμβαδόν του οπλισμού κατά τα γνωστά ως εμβαδόν κύκλου, με μειωμένη την διάμετρο του οπλισμού. Γνωρίζοντας το αρχικό και το εναπομένον εγκάρσιο εμβαδόν με την χρήση της Εξίσωσης 1.43 υπολογίζεται το ποσοστό διάβρωσης. Τελικώς αφού γίνει γνωστό και το ποσοστό διάβρωσης γίνεται πλέον να υπολογιστεί η εναπομένουσα αντοχή διαρροής του χάλυβα οπλισμού από την Εξίσωση 1.42.



Εικόνα 2.20 Διάγραμμα διαδικασίας υπολογισμού φάσεων διάβρωσης

### 2.3 Προσομοίωση διάβρωσης στη γέφυρα

Στο τέλος της προηγούμενης ενότητας (2.2) αναφέρθηκε ότι εξαιτίας της διάβρωσης ο χάλυβας οπλισμού, (τόσο ο εγκάρσιος όσο και ο διαμήκης) θα αλλοιωθεί και συγκεκριμένα θα υποστεί μείωση του εγκάρσιου εμβαδού και μείωση της αντοχής του. Η μείωση αυτή αφορά την ελάχιστη αντοχή διαρροής, την ελάχιστη αντοχή εφελκυσμού, την αναμενόμενη αντοχή διαρροής και την αναμενόμενη αντοχή εφελκυσμού. Στο πρόγραμμα CSi Bridge, δημιουργούνται καινούργια υλικά χάλυβα τύπου Grade 60, όμως εισάγονται οι διαφοροποιημένες τιμές που προκύπτουν από το προσομοίωμα της διάβρωσης. Η αλλαγή των μηχανικών ιδιοτήτων (Components → Materials → Material Property Data) του χάλυβα γίνεται συμπληρώνοντας κατάλληλα τις φόρμες που φαίνονται στην Εικόνα 2.21.

Other Properties For Rebar Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	413685,5
Minimum Tensile Stress, Fu	620528,2
Expected Yield Stress, Fye	455054,
Expected Tensile Stress, Fue	682581,

Εικόνα 2.21 Καθορισμός μηχανικών ιδιοτήτων χάλυβα.

Εφόσον έχουν αλλάξει οι μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα, στη συνέχεια καταχωρούνται στο πρόγραμμα τα μειωμένα μεγέθη των ράβδων (Components → Rebar Sizes) αφού η διάμετρος και το εγκάρσιο εμβαδόν έχουν επηρεαστεί από την διάβρωση.

Bar ID	Bar Area	Bar Diameter
#2	3,226E-05	6,350E-03
#2	3,226E-05	6,350E-03
#3	7,097E-05	9,525E-03
trans_50_0/4	4,825E-05	7,840E-03
#5	2,000E-04	0,0159
#6	2,839E-04	0,0191
#7	3,871E-04	0,0222
#8	5,097E-04	0,0254
long_50_0/4	4,462E-04	0,0238

Εικόνα 2.22 Καθορισμός μεγέθους των ράβδων οπλισμού.

Τέλος, για να ολοκληρωθεί η προσομοίωση πρέπει να δημιουργηθεί το αλλοιωμένο μέλος. Αυτό πραγματοποιείται με την δημιουργία ενός καινούργιου μέλους, ίδιο με τα άθικτα μέλη, όμως σε αυτό θα ανατεθούν οι διαβρωμένοι οπλισμοί και τα μειωμένα μεγέθη οπλισμού που βρέθηκαν από το προσομοίωμα της διάβρωσης.

Για την προσομοίωση της διάβρωσης στη γέφυρα επιλέχθηκαν τέσσερα υποστυλώματα στα οποία εφαρμόστηκαν τα αποτελέσματα από το προσομοιώμα της διάβρωσης, δηλαδή η μείωση του εμβαδού διατομής του οπλισμού αλλά και η μείωση των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα οπλισμού.

Με σκοπό να δοθεί ένα σενάριο για την τοποθεσία της γέφυρας, η τοποθεσία έχει προαναφερθεί (στο κεφάλαιο 1.4.2) ότι έχει μεγάλη σημασία, θεωρείται ότι η γέφυρα βρίσκεται πλησίον ακτογραμμής με τρόπο ώστε το ένα ακρόβαθρο να απέχει μερικά μέτρα από την ακτογραμμή και το άλλο ακρόβαθρο αφού το μήκος της γέφυρας είναι 72 μέτρα, να απέχει περίπου 100 μέτρα από την ακτογραμμή. Στον πίνακα 7.1 του παραρτήματος φαίνεται ότι για ατμοσφαιρική έκθεση η απόσταση από την ακτογραμμή έχει επιρροή στον παράγοντα της επιφανειακής συγκέντρωσης άρα και στην ακόλουθη διεργασία της διάβρωσης, συνεπώς αυτή η επιλογή έγινε για την μελέτη αυτής της επιρροής.

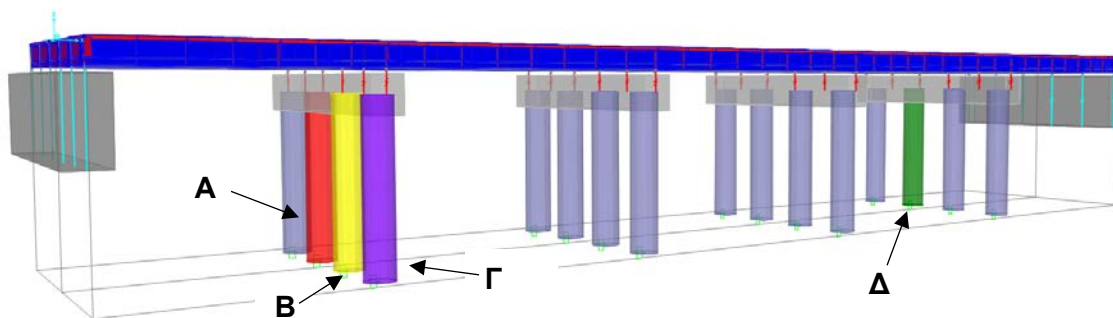
Η επιλογή των τεσσάρων υποστυλωμάτων έγινε με σκοπό κάθε ένα από αυτά τα υποστυλώματα να έχει μερικά διαφορετικά χαρακτηριστικά. Τα υποστυλώματα που επιλέχθηκαν φαίνονται στην Εικόνα 2.23. Τα υποστυλώματα Α,Β,Γ βρίσκονται στο πρώτο μεσόβαθρο. Στο υποστυλόμενο Γ (με χρώμα μωβ στην Εικόνα 2.23) δόθηκε διαφορετική τιμή στην επικάλυψη του σκυροδέματος καθώς σε όλα τα υποστυλώματα η επικάλυψη σκυροδέματος είναι 40 mm, ενώ σε αυτό είναι 30 mm. Εξαιτίας αυτού αναμένεται ότι θα εμφανίσει διάβρωση νωρίτερα από τα υπόλοιπα υποστυλώματα, συνεπώς θα διαβρωθεί εντονότερα στη διάρκεια ζωής της γέφυρας. Στο υποστυλόμενο Β (με χρώμα κίτρινο στην Εικόνα 2.23) δόθηκαν τα χαρακτηριστικά που δίνονται σε κάθε υποστυλόμενο. Το σκυρόδεμα είναι τύπου 4000 Psi και η επικάλυψη είναι 40 mm. Στο υποστυλόμενο Α (με χρώμα κόκκινο στην Εικόνα 2.23) δόθηκε διαφορετικός τύπος σκυροδέματος. Ας υποθεθεί ότι έγινε μια διαφορετική δοσολογία στο μίγμα του σκυροδέματος εξαιτίας κακοτεχνιών και το σκυρόδεμα για εκείνο το υποστυλόμενο κατέληξε να είναι τύπου 5000 psi. Αυτό επί της ουσίας αλλάζει τον λόγο νερού-τσιμέντου, κατά συνέπεια επηρεάζει σε πολλά στάδια την διάβρωση του οπλισμού άρα έγινε για να μελετηθεί και αυτή η εξάρτηση. Το υποστυλόμενο Δ (με χρώμα πράσινο στην Εικόνα 2.23) βρίσκεται στο τελευταίο μεσόβαθρο άρα θεωρείται ότι βρίσκεται πιο μακριά από την ακτογραμμή. Αυτό σημαίνει ότι η επιφανειακή συγκέντρωση των χλωριδίων είναι μειωμένη άρα αναμένεται ότι η διάβρωση θα ξεκινήσει καθυστερημένα σε αυτό το υποστυλόμενο.

Υποστυλόμενο (Ετικέτα)	Χρώμα (Εικόνα 2.23)	w/c (-)	Επικάλυψη (mm)	Απόσταση (km)
Α	Κόκκινο	0.4	40	0
Β	Κίτρινο	0.5	40	0
Γ	Μωβ	0.5	30	0
Δ	Πράσινο	0.5	40	0.1

Πίνακας 2.4 Διαφορετικά χαρακτηριστικά υποστυλωμάτων.

Συνολικά για την προσομοίωση δημιουργήθηκαν για κάθε υποστυλόμενο που εξετάζεται τρεις διαφορετικές χρονικές καταστάσεις. Η πρώτη κατάσταση αφορά το υποστυλόμενο στην αρχή λειτουργίας της γέφυρας και σε αυτή την κατάσταση δεν έχει εμφανιστεί διάβρωση. Η δεύτερη κατάσταση αφορά το υποστυλόμενο στα μισά έτη λειτουργίας της γέφυρας, δηλαδή 50 έτη όπου ο οπλισμός του υποστυλώματος έχει υποστεί διάβρωση και η τρίτη κατάσταση αφορά το υποστυλόμενο στο τέλος του χρόνου λειτουργίας που θεωρούνται τα 100 έτη.

Συνεπώς, με βάση τα αποτελέσματα που θα παρουσιαστούν στο κεφάλαιο 3, για τα 50 έτη και τα 100 έτη ζωής της γέφυρας δημιουργήθηκαν υποστυλώματα με διαβρωμένα υλικά για τον οπλισμό, που ανταποκρίνονται στις βλάβες που έχουν προκληθεί από τη διάβρωση όπως έχει συζητηθεί παραπάνω. Στο πλαίσιο της εργασίας δεν λαμβάνονται υπόψη οι αλλαγές στις ιδιότητες του σκυροδέματος εξαιτίας της ρηγμάτωσης και πέραν των τεσσάρων αυτών υποστυλωμάτων τα υπόλοιπα υποστυλώματα δεν εμφανίζουν διάβρωση.



Εικόνα 2.23 Υποστυλώματα στα οποία εφαρμόζεται το προσομοίωμα της διάβρωσης.

## 2.4 Προσομοίωση φορτίσεων

### 2.4.1 Καθορισμός μάζας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 [CEN, 2005] η συνολική μάζα της κατασκευής προκύπτει από τον συνδυασμό των μόνιμων φορτίων της γέφυρας (dead load-G) καθώς και από τις οιοινεί μόνιμες τιμές των φορτίων κυκλοφορίας (moving load-Q) που έχουν τιμή ίση με  $\psi \cdot Q$  όπου ο συντελεστής  $\psi$  για τις οδικές γέφυρες έχει τιμή 0.2, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.24. Οι μόνιμες φορτίσεις προκύπτουν αρχικά από το βάρος των υλικών που κατασκευάστηκαν τα μέλη. Σε δεύτερη φάση φορτίσεις που προκύπτουν από άλλα υλικά όπως η ασφαλτος, τα υλικά του πεζοδρομίου, τα όρια και τα κιγκλιδώματα, αναθέτονται χειροκίνητα στο προσομοίωμα. Τα κινητά φορτία που εισάγονται στην προσομοίωση είναι τέσσερα φορτηγά τύπου HSn-44 τα οποία κινούνται στα τέσσερα ρεύματα κυκλοφορίας της γέφυρας. Η εισαγωγή αυτού του τύπου φορτηγού έγινε μέσω της λειτουργίας που διαθέτει το λογισμικό για την εισαγωγή φορτίσεων από οχήματα.

### 2.4.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis) χρησιμοποιείται για τον καθορισμό των ιδιομορφών μιας κατασκευής. Αυτή η ανάλυση προσδιορίζει τις ελεύθερες μη αποσβεσμένες ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες της κατασκευής. Αυτές οι φυσικές ιδιομορφές είναι πολύ χρήσιμες για την κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Η ιδιομορφική ανάλυση εκτελείται αυτόματα από το λογισμικό. Τα δεδομένα για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης βρίσκονται στην Εικόνα 2.25.

Mass Source Name:

**Mass Source**

☐ Element Self Mass and Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
DEAD	1,
DEAD	1,
FORTIGA	0,2
ASFALTOS	1,
KIGLIDWMATA	1,
ORIA	1,
PEZOI	1,
PEZODROMIA	1,

Add Modify Delete

Εικόνα 2.24 Καθορισμός μαζών για σεισμικές φορτίσεις.

Load Case Data - Modal

Load Case Name:  Set Def Name

Notes:

Load Case Type:  Design...

**Stiffness to Use**

☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State

☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

**Number of Modes**

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

**Loads Applied**

☐ Show Advanced Load Parameters (Advanced Parameters Exist)

**Other Parameters**

Frequency Shift (Center):

Cutoff Frequency (Radius):

Convergence Tolerance:

☒ Allow Automatic Frequency Shifting

**Type of Modes**

☒ Eigen Vectors

☐ Ritz Vectors

**Mass Source**

OK Cancel

Εικόνα 2.25 Καθορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης.

### 2.4.3 Μη γραμμική στατική ανάλυση κατακόρυφων φορτίσεων

Σε αυτήν την ανάλυση αναθέτονται τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή τα φορτία βαρύτητας, στην προσομοίωση της γέφυρας. Οι είσοδοι της ανάλυσης κατακόρυφων φορτίσεων φαίνονται στην Εικόνα 2.26. Τα κατακόρυφα φορτία είναι συνδυασμός των μόνιμων και των κινητών φορτίων, όπως συζητήθηκε παραπάνω. Πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι η ανάλυση κατακόρυφων φορτίσεων εκτελείται μη γραμμικά. Αυτό συμβαίνει καθώς οι επόμενες μη γραμμικές αναλύσεις που παρουσιάζονται στη συνέχεια για να εκτελεστούν σωστά και σε σωστή σειρά, πρέπει να ξεκινούν από μια προηγούμενη ανάλυση (Continue from state at End of Nonlinear Case).

**Load Case Data - Nonlinear Static**

**Load Case Name**: SEISMIC WEIGHT Set Def Name Modify/Show...

**Initial Conditions**: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

**Modal Load Case**: All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1,
Load Pattern	DEAD	1,
Load Pattern	ASFALTOS	1,
Load Pattern	KIGLIDWMATA	1,
Load Pattern	ORIA	1,
Load Pattern	PEZODROMIA	1,
Load Pattern	PEZOI	1,
Load Pattern	FORTIGA	0,2

Add Modify Delete

**Other Parameters**

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

**Analysis Type**: ☐ Linear ☒ Nonlinear

**Geometric Nonlinearity Parameters**: ☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

**Mass Source**: Previous

OK Cancel

Εικόνα 2.26 Καθορισμών φορτίων βαρύτητας για σεισμικές δράσεις.



### 2.4.4 Μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση

Σε αυτήν την μελέτη η υπερωθητική ανάλυση (pushover analysis), στοχεύει στην κατανόηση της συμπεριφοράς των πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίζονται στα υποστυλώματα. Μέσω αυτής της ανάλυσης μας δίνεται η δυνατότητα να ωθήσουμε την γέφυρα σε ένα επιθυμητό επίπεδο μετακίνησης προς τον άξονα x, προσομοιάζοντας την πλευρική δύναμη που ασκείται στη γέφυρα εξαιτίας μιας υποτιθέμενης σεισμικής διέγερσης. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.27 η κατάσταση της κατασκευής στην εκκίνηση της ανάλυσης, προκύπτει έπειτα από την στατική ανάλυση κατακόρυφων φορτίσεων. Η υπερωθητική ανάλυση επαναλήφθηκε για την διερεύνηση της επίδρασης της διάβρωσης του οπλισμού στον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων. Συνεπώς, εκτελέστηκε τρεις φορές, αρχικά για άθικτη γέφυρα, έπειτα για γέφυρα 50 ετών που παρουσιάζει διάβρωση και τέλος για γέφυρα 100 ετών που επίσης έχει υποστεί διάβρωση.

**Load Case Data - Nonlinear Static**

**Load Case Name**  
  

**Initial Conditions**  
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

**Modal Load Case**  
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1,
Accel	UX	-1,

**Analysis Type**  
☐ Linear  
☒ Nonlinear

**Geometric Nonlinearity Parameters**  
☒ None  
☐ P-Delta  
☐ P-Delta plus Large Displacements

**Mass Source**

**Other Parameters**  
 Load Application:    
 Results Saved:    
 Nonlinear Parameters:

Εικόνα 2.27 Καθορισμός υπερωθητικής ανάλυσης.

### 2.4.5 Δυναμική μη γραμμική ανάλυση

Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (nonlinear time history analysis) είναι η μέθοδος ανάλυσης με την μεγαλύτερη ακρίβεια για τα δυναμικά φορτία, χρησιμοποιείται όμως σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η δυναμική μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας εξετάζει την δυναμική απόκριση της κατασκευής σε μια καθορισμένη φόρτιση που δεν έχει σταθερή τιμή με τον χρόνο. Οι φορτίσεις αυτές έχουν την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων και προκύπτουν από τις σεισμικές εδαφικές δονήσεις που καταγράφονται σε σταθμούς καταγραφής. Η ανάλυση εκτελείται μη γραμμικά καθώς είναι απαραίτητο να ξεκινάει από την κατάσταση της προσομοίωσης στο τέλος της κατακόρυφης φόρτισης.

Καθώς θα εξεταστεί η συμπεριφορά των υποστυλωμάτων της γέφυρας έναντι σεισμικής ακολουθίας, οι μεμονωμένες χρονοϊστορίες της ακολουθίας εισάγονται ξεχωριστά στο λογισμικό (ενότητα 7.2). Έπειτα η πρώτη χρονοϊστορία της ακολουθίας (Εικόνα 2.28) καθορίζεται να ξεκινάει μετά το τέλος της μη γραμμικής στατικής κατακόρυφης φόρτισης (Continue from State at End of Nonlinear Case → Seismic Weight). Στη συνέχεια, η δεύτερη

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: MAMMOTH LAKES 1 [Set Def Name]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [SEISMIC WEIGHT]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ML1	9.81

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

Number of Output Time Steps: 26000

Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters:

Damping: Proportional [Modify/Show...]

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Analysis Type: [Linear] [Nonlinear] [Solution Type: [Modal] [Direct Integration]]

Geometric Nonlinearity Parameters: [None] [P-Delta] [P-Delta plus Large Displacements]

History Type: [Transient] [Periodic] [Consider Collapse]

Mass Source: Previous

[OK] [Cancel]

Εικόνα 2.28 Καθορισμός πρώτης σεισμικής διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 1).

χρονοϊστορία της ακολουθίας πρέπει να εισαχθεί με τέτοιο τρόπο ώστε να συνεχίζει από το τέλος της προηγούμενης της (Continue from State at End of Nonlinear Case → MAMMOTH LAKES 1), αφού με αυτόν τον τρόπο λαμβάνονται υπόψη τα φορτία και οι βλάβες που έχουν προκληθεί από την προηγούμενη σεισμική διέγερση της ακολουθίας. Πρέπει να δοθεί προσοχή εδώ καθώς σύμφωνα με την μεθοδολογία που προτείνεται από [Hatzigeorgiou και Liolios, 2010] ανάμεσα στις μεμονωμένες σεισμικές διεγέρσεις της ακολουθίας κρίνεται απαραίτητο να υπάρχει ένα χρονικό κενό 100 sec. Το χρονικό κενό αυτό είναι ικανό ώστε πριν την έλευση της επόμενης καταγραφής να πάψει κάθε κίνηση εξαιτίας της απορρόφησης της κατασκευής. Όλες οι χρονοϊστορίες της σεισμικής ακολουθίας εισήχθησαν με παρόμοιο τρόπο (ενότητα 7.2).

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: MAMMOTH LAKES 2

Initial Conditions: ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (MAMMOTH LAKES 1)

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ML2	9,81
Accel	U1	ML2	9,81

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 26000, Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters: Damping: Proportional, Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor, Nonlinear Parameters: Default

Load Case Type: Time History

Analysis Type: Nonlinear

Solution Type: Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters: None

History Type: Transient

Mass Source: Previous

OK, Cancel

Εικόνα 2.29 Καθορισμός δεύτερης σεισμικής διέγερσης της ακολουθίας (Mammoth Lakes 2).

Για κάθε χρονική περίοδο αναφοράς, δηλαδή για άθικτα γέφυρα (0 έτη) και για γέφυρα με διαβρωμένα μέλη 50 ετών και 100 ετών λειτουργίας, η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας επαναλαμβάνεται με σκοπό την απόκτηση συγκρίσιμων αποτελεσμάτων για την επίδραση της διάβρωσης στην τρωτότητα της γέφυρας.

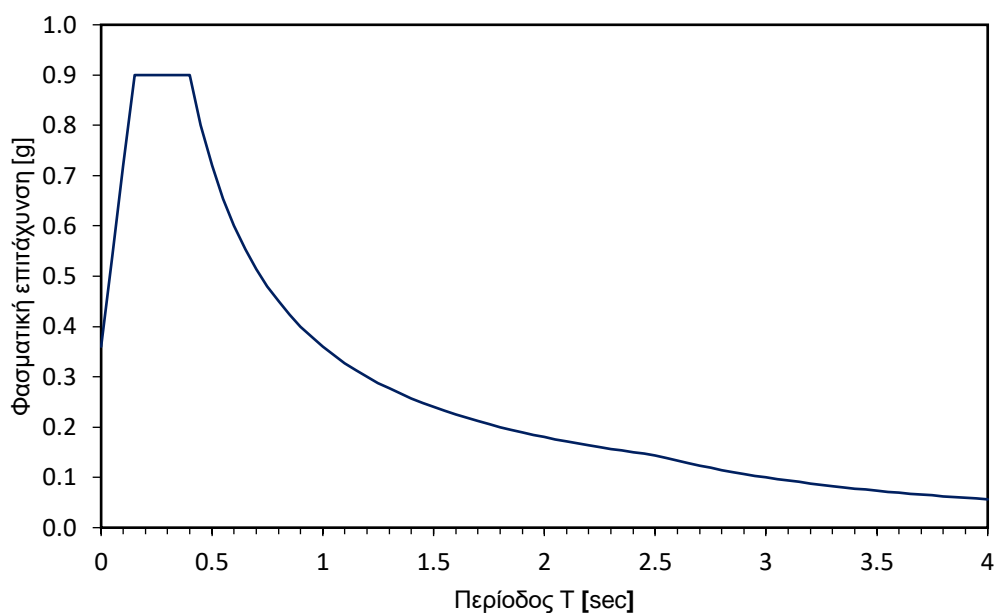
### 2.4.5.i Επιλογή χρονοϊστοριών

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η καταπόνηση που προκαλείται από πολλαπλές σεισμικές φορτίσεις όπως για παράδειγμα από φαινόμενα προσεισμών — κύριων σεισμών — μετασεισμών (Ενότητα 1.3) στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας (U1). Οι χρονοϊστορίες (Εικόνα 2.30) επιλέχθηκαν από τη βάση δεδομένων του Πανεπιστημίου Berkeley (<https://ngawest2.berkeley.edu>) με βάση τα παρακάτω κριτήρια.

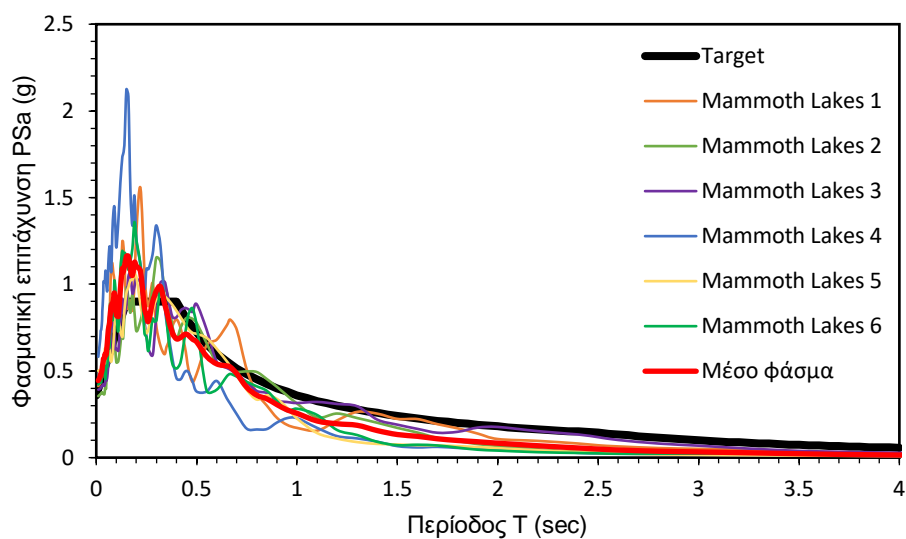
- Συμβατότητα με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για τοπικές εδαφικές συνθήκες τύπου A (Εικόνα 2.29).
- Προέλευση σεισμών από την ίδια περιοχή σε διάστημα 3 ημερών.
- Καταγραφή επιταχυνσιογραφημάτων από τον ίδιο σταθμό.

Σεισμική ακολουθία	Σταθμός καταγραφής	Σεισμικό συμβάν	Ημερομηνία	Μέγεθος
Mammoth lakes	Convict Creek 54099	1	25/5/1980	6.06
		2	25/5/1980	5.69
		3	25/5/1980	5.91
		4	25/5/1980	5.7
		5	25/5/1980	5.7
		6	27/5/1980	5.94

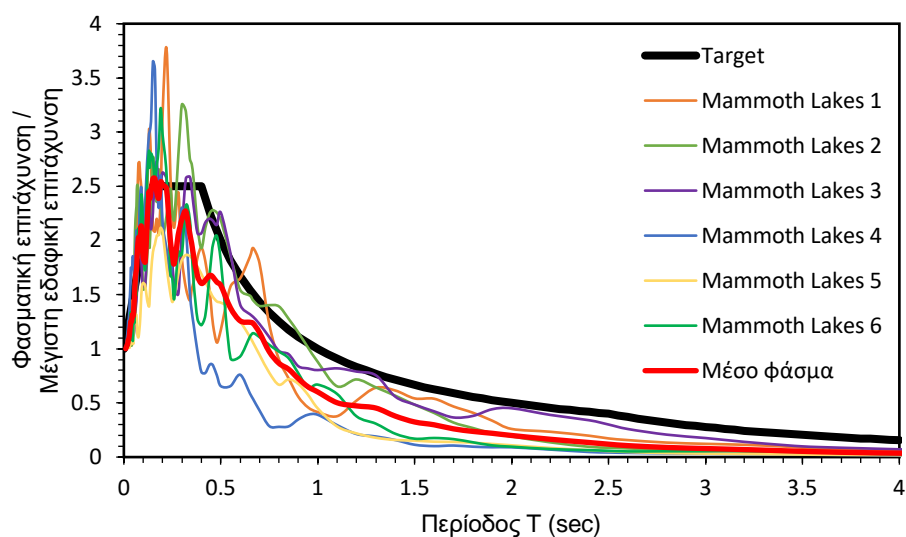
Πίνακας 2.5 Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών [Peer Ground Motion Database]



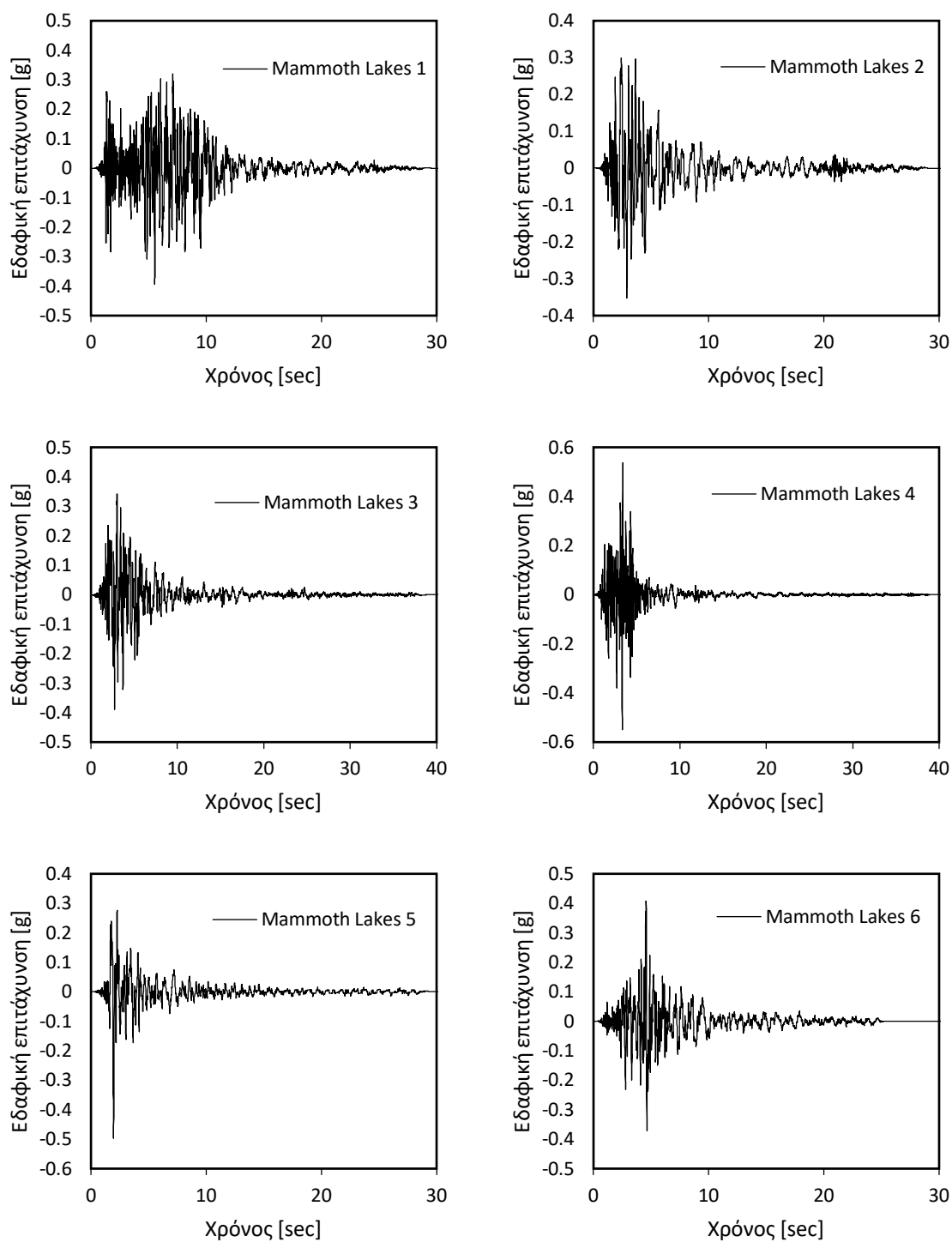
Εικόνα 2.30 Φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για την γέφυρα οπλισμένου σκυροδέματος σε έδαφος τύπου A και  $PGA=0.36g$ .



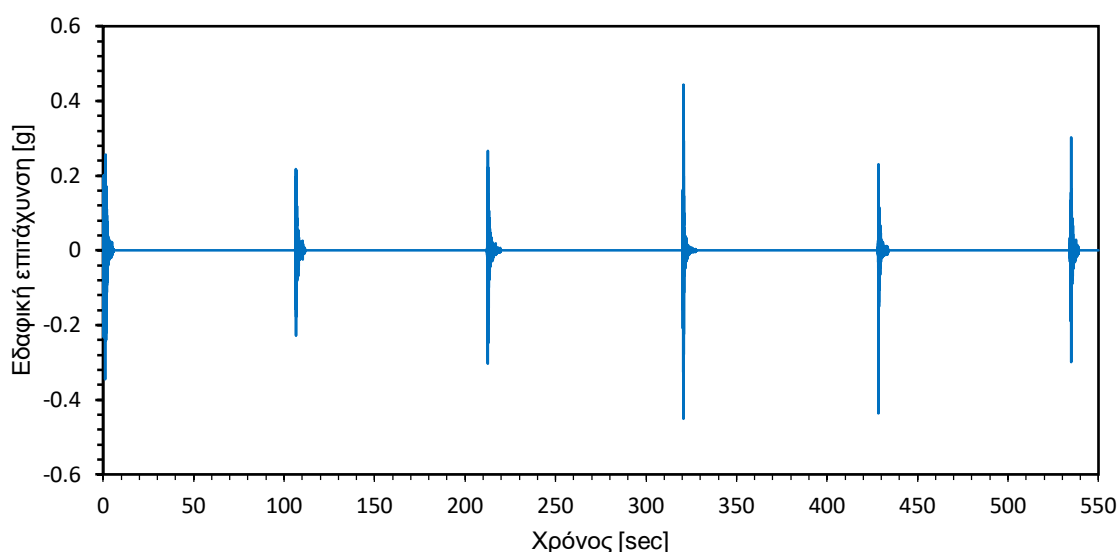
Εικόνα 2.31 Φάσματα απόκρισης σεισμικών διεγέρσεων σε φάσμα σχεδιασμού εδάφους τύπου Α και  $PGA=0.36$ .



Εικόνα 2.32 Κανονικοποιημένα φάσματα απόκρισης σεισμικών διεγέρσεων.



Εικόνα 2.33 Μεμονωμένες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, σεισμός Mammoth Lakes 1980.χ



Εικόνα 2.34 Διαδοχικές χρονοϊστορίες επιταχύνσεων της εξεταζόμενης σεισμικής ακολουθίας (Mammoth Lakes, 1980)

## 2.5 Εξέταση βλαβών

Η εξέταση των βλαβών που τυχόν προκύπτουν από τις υπερωθητικές αναλύσεις και τις μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστοριών στη γέφυρα, περιορίζεται στο πλαίσιο αυτής της διπλωματικής εργασίας, στα τέσσερα υποστυλώματα που αναφέρθηκαν παραπάνω (Κεφάλαιο 2.3) τα οποία εξετάζονται σε τρεις διαφορετικές χρονικές στιγμές, στην εκκίνηση της λειτουργίας της γέφυρας, στα 50 έτη και στα 100 έτη λειτουργίας.

Από τα αποτελέσματα των υπερωθητικών αναλύσεων (Κεφάλαιο 3.3) λαμβάνονται οι τιμές της ροπής διαρροής ( $M_y$ ), στροφής διαρροής ( $\theta_y$ ), καμπυλότητας διαρροής ( $\varphi_y$ ), καμπυλότητα αστοχίας ( $\varphi_u$ ) που χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό του δείκτη βλαβών (Εξίσωσεις 1.3, 1.4 και 1.5). Από τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας (Κεφάλαιο 3.4) λαμβάνονται οι τιμές για την μέγιστη καμπυλότητα εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης ( $\varphi_m$ ) και οι τιμές της υστερητικής ενέργειας ( $E_h$ ) για την εκάστοτε σεισμική διέγερση. Με βάση την μεθοδολογία της ενότητας 1.2.1, και 1.3.1, καθορίζεται οι τοπικοί δείκτες βλαβών για την κορυφή και την βάση κάθε εξεταζόμενου υποστυλώματος για τις χρονικές στιγμές που εξετάζονται και συγκρίνονται με σκοπό να κατανοηθεί η επίδραση της διάβρωσης στον δείκτη βλαβών.

## 3 Παραμετρική διερεύνηση

### 3.1 Αποτελέσματα προσομοίωσης της διάβρωσης

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται σε μορφή πινάκων και διαγραμμάτων τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή του προσομοιώματος διάβρωσης όσον αφορά τον χρόνο εκκίνησης της διάβρωσης, τον χρόνο εκκίνησης των ρωγμών, το χρόνο μέχρι οι ρωγμές να φτάσουν το οριακό πλάτος, την μείωση εγκάρσιου εμβαδού του οπλισμού, το ποσοστό διάβρωσης και τελικά τη μείωση στην αντοχή διαρροής.

#### 3.1.1 Υποστύλωμα Α

Το υποστύλωμα Α βρίσκεται σε απόσταση 0 km από την ακτογραμμή, έχει επικάλυψη σκυροδέματος 40 mm και το σκυρόδεμα σε αυτό το στο υποστύλωμα είναι τύπου 5000 psi, συνεπώς αναμένεται να έχει μικρότερο λόγο νερού/τσιμέντου ( $w/c = 0.4$ ). Τα αποτελέσματα για τα έτη αναφοράς παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1 και η συνολική πορεία φαίνεται στις Εικόνες 3.1, 3.2, 3.3 και 3.4.

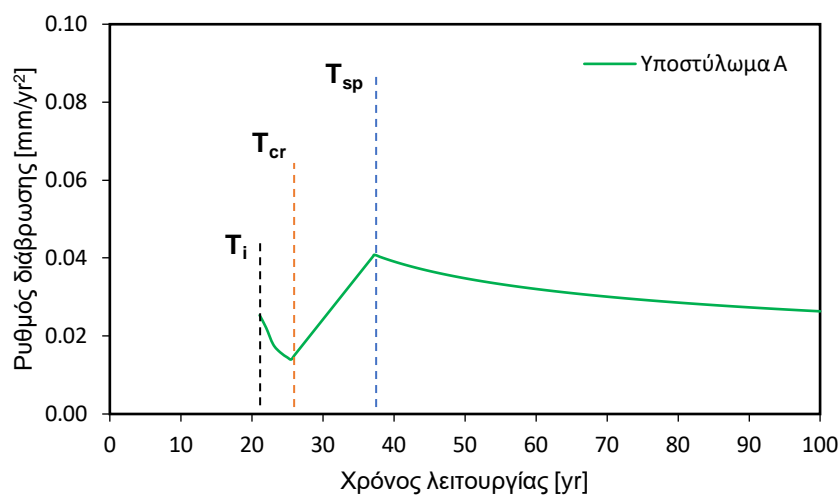
	Εκκίνηση διάβρωσης $T_i$ [yr]	Εκκίνηση ρωγμών $T_{cr}$ [yr]	Απόκτηση οριακού πλάτους ρωγμών $T_{sp}$ [yr]	Εναπομένον εγκάρσιο εμβαδόν $A(t)$ [mm <sup>2</sup> ]	Ποσοστό διάβρωσης $Q_{corr}$ [%]	Εναπομένουσα αντοχής διαρροής $f_{ye}(t)$ [MPa]
Υποστύλωμα Α	21.1	25.5	37.2			
50 έτη 100 έτη				Διαμήκης οπλισμός		
				529.0 414.9	18.2 35.8	413.7 373.5
50 έτη 100 έτη				Εγκάρσιος οπλισμός		
				77.9 38.4	38.5 69.7	336.5 226.4

Πίνακας 3.1 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Α.

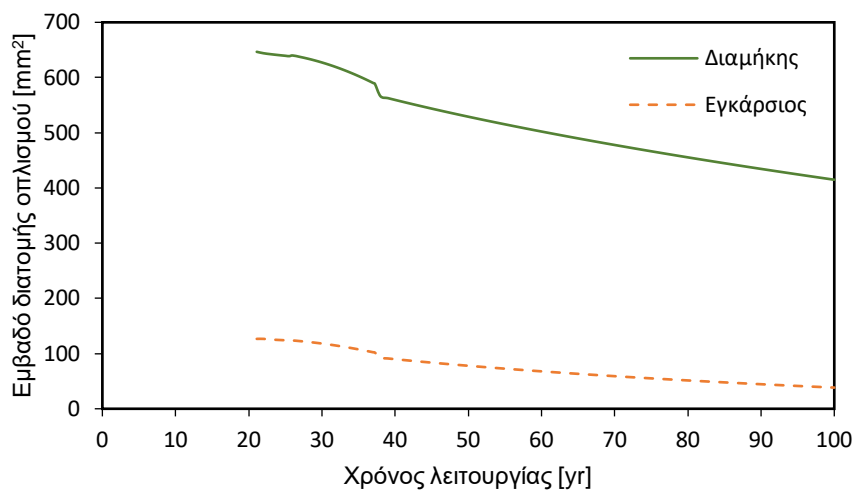
Η διάβρωση του οπλισμού του υποστυλώματος Α ξεκινάει περίπου στα 21 έτη λειτουργίας της γέφυρας και το ποσοστό της διάβρωσης για τον διαμήκη οπλισμό είναι 18.2% και 35.8% για 50 και 100 έτη λειτουργίας, αντίστοιχα, ενώ για τον εγκάρσιο οπλισμό 38.5% και 68.7% για 50 και 100 έτη λειτουργίας, αντίστοιχα. Η εκκίνηση των ρωγμών αρχίζει έπειτα από 4.5 έτη ενεργούς διάβρωσης του υποστυλώματος και οι ρωγμές αποκτούν οριακό πλάτος έπειτα από περίπου 16 έτη ενεργούς διάβρωσης.

Είναι εμφανές από την Εικόνα 3.1, ότι ο αρχικός ρυθμός σε πρώτη φάση μειώνεται έως ότου εμφανιστούν οι πρώτες ρωγμές όπου και αυξάνεται μέχρι την απόκτηση του οριακού πλάτους των ρωγμών. Γενικά ο ρυθμός διάβρωσης του υποστυλώματος Α έχει μικρές τιμές, κάτι που συμβαδίζει με την επίδραση που έχει ο μειωμένος λόγος νερού/τσιμέντου στον ρυθμό της διάβρωσης (Εξίσωση 1.20).

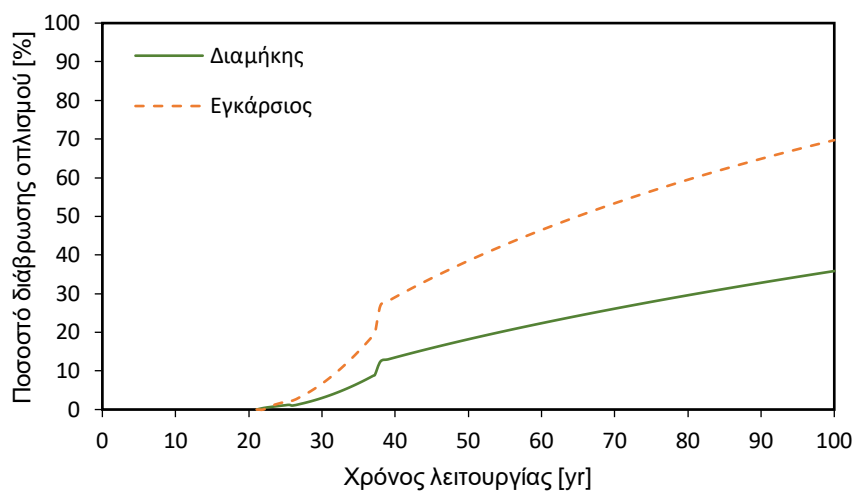




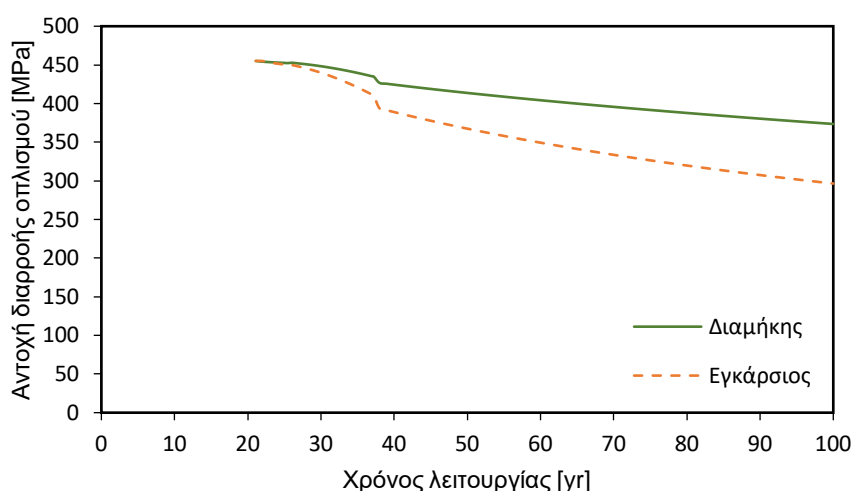
Εικόνα 3.1 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα σπλισμού υποστυλώματος Α.



Εικόνα 3.2 Εναπομένον εμβαδόν διατομής σπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Α.



Εικόνα 3.3 Ποσοστό διάβρωσης σπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Α.



Εικόνα 3.4 Εναπομένονσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Α.

### 3.1.2 Υποστύλωμα Β

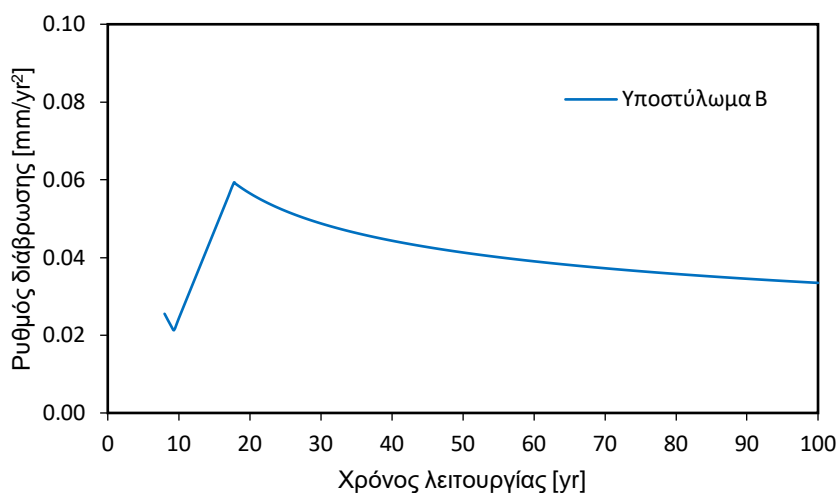
Το υποστύλωμα Β βρίσκεται σε απόσταση 0 km από την ακτογραμμή, έχει επικάλυψη σκυροδέματος 40 mm και το σκυρόδεμα σε αυτό το στο υποστύλωμα είναι τύπου 4000 psi, συνεπώς αναμένεται να έχει αυξημένο λόγο νερού/τσιμέντου ( $w/c = 0.5$ ). Τα αποτελέσματα για τα έτη αναφοράς παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2 και η συνολική πορεία φαίνεται στις Εικόνες 3.5, 3.6, 3.7 και 3.8.

	Εκκίνηση διάβρωσης $T_i$ [yr]	Εκκίνηση ρωγμών $T_{cr}$ [yr]	Απόκτηση οριακού πλάτους ρωγμών $T_{sp}$ [yr]	Εναπομένον εγκάρσιο εμβαδόν $A(t)$ [mm <sup>2</sup> ]	Ποσοστό διάβρωσης $Q_{corr}$ [%]	Εναπομένονσα αντοχής διαρροής $f_{ye}(t)$ [MPa]
Υποστύλωμα 6	6.4	9.3	17.8			
50 έτη 100 έτη				Διαμήκης οπλισμός		
				446.2 319.2	31 50.6	384.5 339.8
50 έτη 100 έτη				Εγκάρσιος οπλισμός		
				48.3 13.6	61.9 89.3	314.2 252.0

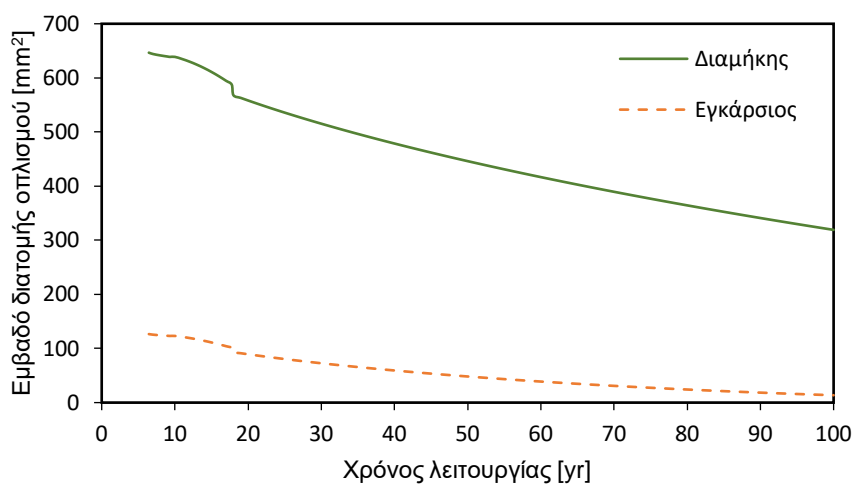
Πίνακας 3.2 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Β.

Η διάβρωση του οπλισμού του υποστυλώματος Β ξεκινάει περίπου στα 6.5 έτη λειτουργίας της γέφυρας. Το ποσοστό διάβρωσης του διαμήκη οπλισμού για τα 50 και τα 100 έτη λειτουργίας της γέφυρας είναι 31% και 50.6%, αντίστοιχα, ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός έχει αυξημένο ποσοστό, 61.9 % και 89.3% για 50 και 100 έτη, αντίστοιχα. Η εκκίνηση των ρωγμών αρχίζει μετά από 3 έτη ενεργού διάβρωσης και οι ρωγμές φτάνουν το οριακό πλάτος μετά από 11.4 έτη ενεργού διάβρωσης. Παρατηρείται εδώ ότι για το υποστύλωμα Β ο χρόνος για την εκκίνηση των ρωγμών και για την απόκτηση οριακού πλάτους ρωγμών είναι μικρότερος από ότι για το υποστύλωμα Α. Η διακύμανση του ρυθμού διάβρωσης με βάση το προτεινόμενο προσομοίωμα φαίνεται στην Εικόνα 3.5 και γενικά οι

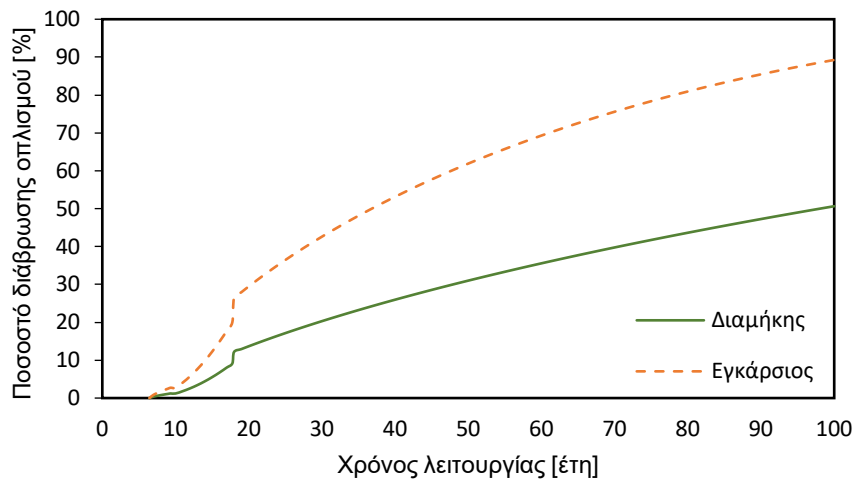
τιμές του ρυθμού διάβρωσης για το υποστύλωμα Β είναι αυξημένες σε σύγκριση με το υποστύλωμα Α. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στον διαφορετικό τύπο σκυροδέματος (διαφορετικός λόγος νερού/τσιμέντου), καθώς κατά τ' άλλα τα υποστυλώματα βρίσκονται στην ίδια απόσταση από την θάλασσα και έχουν ίδιο πάχος επικάλυψης σκυροδέματος.



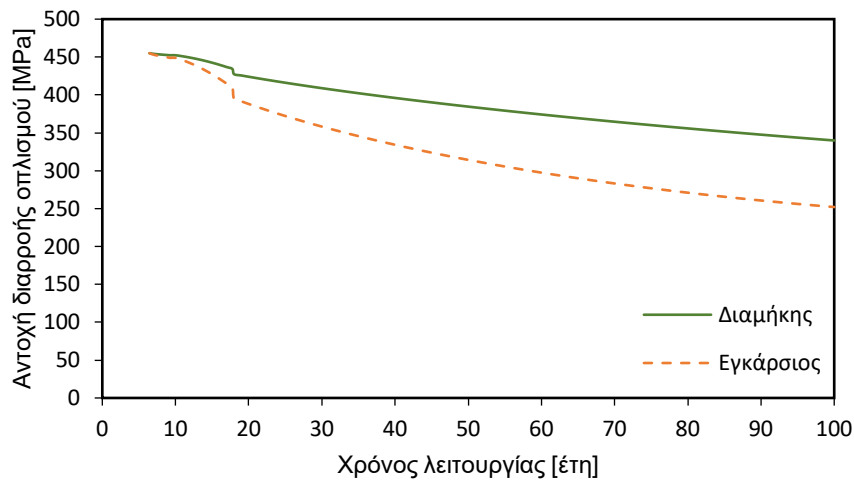
Εικόνα 3.5 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα οπλισμού υποστυλώματος Β.



Εικόνα 3.6 Εναπομένον εμβαδόν διατομής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Β.



Εικόνα 3.7 Ποσοστό διάβρωσης οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Β.



Εικόνα 3.8 Εναπομένουσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Β.

### 3.1.3 Υποστύλωμα Γ

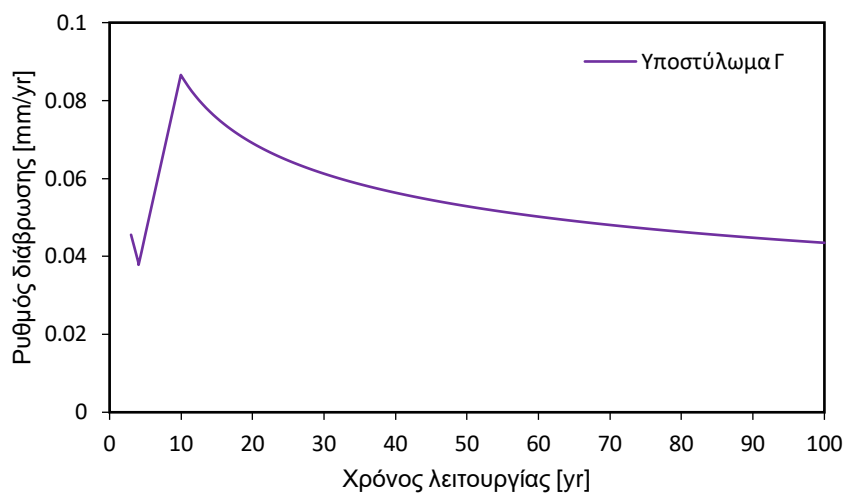
Το υποστύλωμα Γ βρίσκεται σε απόσταση 0 km από την ακτογραμμή, έχει επικάλυψη σκυροδέματος 30 mm και το σκυρόδεμα σε αυτό το στο υποστύλωμα είναι τύπου 4000 psi, συνεπώς αναμένεται να έχει αυξημένο λόγο νερού/τσιμέντου ( $w/c = 0.5$ ). Τα αποτελέσματα για τα έτη αναφοράς παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3 και η συνολική πορεία φαίνεται στις Εικόνες 3.9, 3.10, 3.11 και 3.12.

Η διάβρωση στο υποστύλωμα Γ αρχίζει πολύ γρήγορα, στα 3 έτη λειτουργίας της γέφυρας και ο λόγος για την σύντομη εκκίνηση της διάβρωσης είναι η μειωμένη επικάλυψη σκυροδέματος. Σε μόλις 50 έτη λειτουργίας ο διαμήκης οπλισμός έχει διαβρωθεί κατά περίπου 41% και σε 100 έτη λειτουργίας κατά 63.6%. Το ποσοστό της διάβρωσης για τον εγκάρσιο οπλισμό για 50 και 100 έτη λειτουργίας είναι 77.1% και 98.9%, αντίστοιχα. Η πρώτη εμφάνιση ρωγμών ξεκινάει περίπου 1 έτος αφότου ξεκινήσει η διάβρωση και οι ρωγμές αποκτούν οριακό πλάτος μετά από 7 έτη ενεργού διάβρωσης. Οι μειωμένοι χρόνοι εμφάνισης ρωγμών και απόκτησης οριακού πλάτους συγκριτικά με τα υπόλοιπα

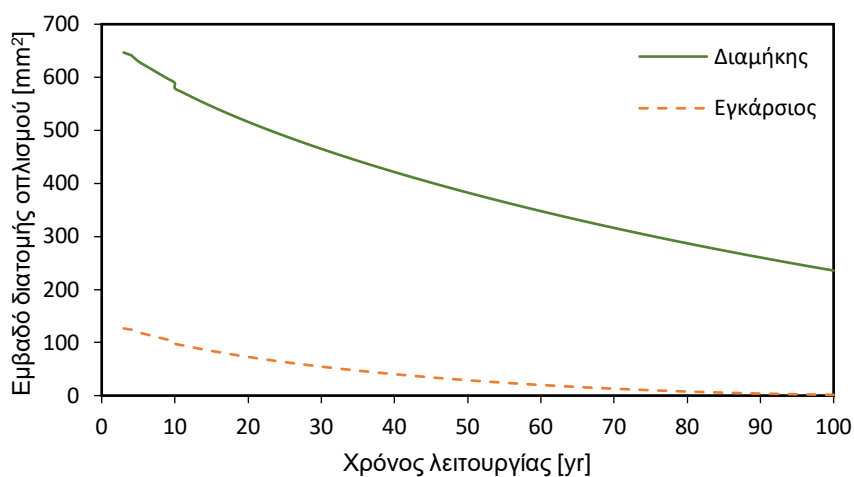
υποστυλώματα που εξετάζονται, οφείλεται στη μειωμένη επικάλυψη σκυροδέματος και στον τύπο του σκυροδέματος καθώς και στον ρυθμό διάβρωσης του συγκεκριμένου μέλους.

	Εκκίνηση διάβρωσης $T_i$ [yr]	Εκκίνηση ρωγμών $T_{cr}$ [yr]	Απόκτηση οριακού πλάτους ρωγμών $T_{sp}$ [yr]	Εναπομένον εγκάρσιο εμβαδόν $A(t)$ [mm <sup>2</sup> ]	Ποσοστό διάβρωσης $Q_{corr}$ [%]	Εναπομένουσα αντοχής διαρροής $f_{ye}(t)$ [MPa]
Υποστυλώμα 7	3.0	4.1	10.0			
50 έτη 100 έτη				Διαμήκης οπλισμός		
				382.6 235.7	40.8 63.6	362.2 310.5
50 έτη 100 έτη				Εγκάρσιος οπλισμός		
				29.0 1.4	77.1 98.9	279.6 230.0

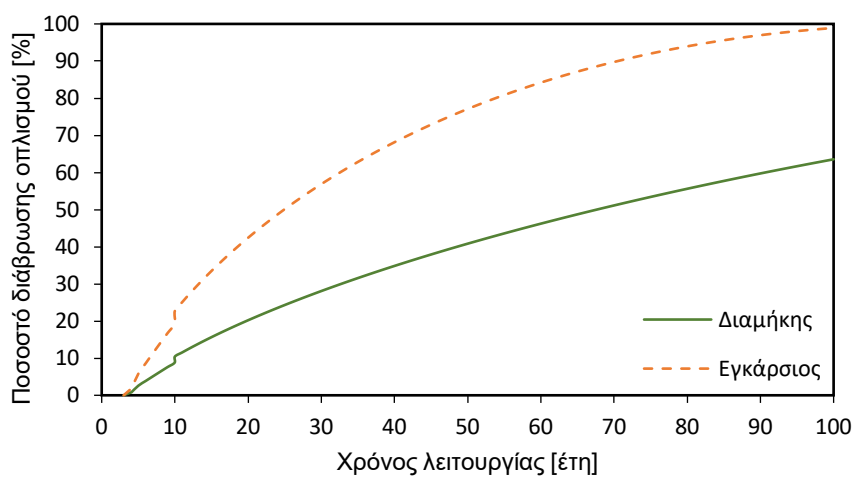
Πίνακας 3.3 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Γ.



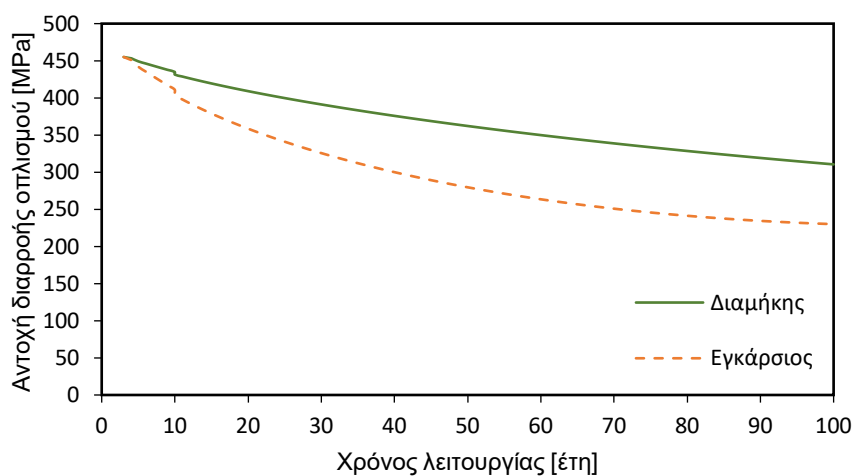
Εικόνα 3.9 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα οπλισμού υποστυλώματος Γ.



Εικόνα 3.10 Εναπομένον εμβαδόν διατομής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Γ.



Εικόνα 3.11 Ποσοστό διάβρωσης οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Γ.



Εικόνα 3.12 Εναπομένουσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Γ.

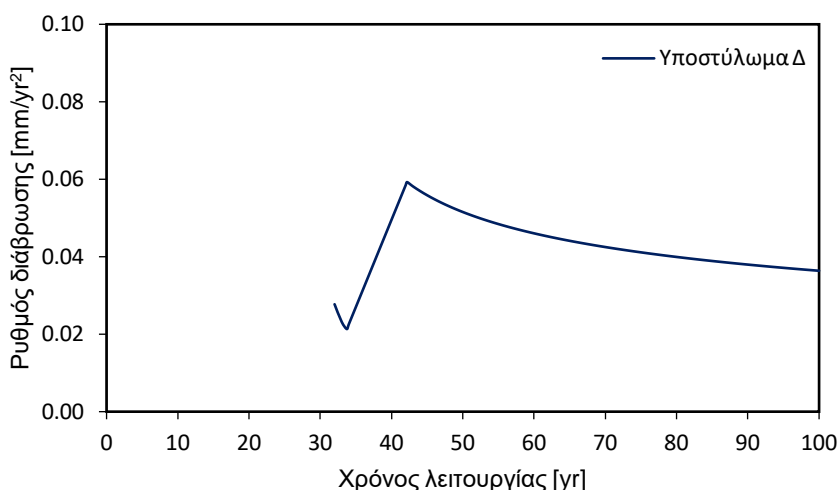
### 3.1.4 Υποστύλωμα Δ

Το υποστύλωμα Δ βρίσκεται σε απόσταση 0.1 km από την ακτογραμμή, έχει επικάλυψη σκυροδέματος 40 mm και το σκυρόδεμα σε αυτό το στο υποστύλωμα είναι τύπου 4000 psi, συνεπώς αναμένεται να έχει αυξημένο λόγο νερού/τσιμέντου ( $w/c = 0.5$ ). Τα αποτελέσματα για τα έτη αναφοράς παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3 και η συνολική πορεία φαίνεται στις Εικόνες 3.13, 3.14, 3.15 και 3.16.

	Εκκίνηση διάβρωσης $T_i$ [yr]	Εκκίνηση ρωγμών $T_{cr}$ [yr]	Απόκτηση οριακού πλάτους ρωγμών $T_{sp}$ [yr]	Εναπομένον εγκάρσιο εμβαδόν $A(t)$ [mm <sup>2</sup> ]	Ποσοστό διάβρωσης $Q_{corr}$ [%]	Εναπομένουσα αντοχής διαρροής $f_{ye}(t)$ [MPa]
Υποστύλωμα 20	30.8	33.7	42.2			
50 έτη 100 έτη				Διαμήκης οπλισμός		
				533.2 375.2	17.5 42.0	415.2 359.6
50 έτη 100 έτη				Εγκάρσιος οπλισμός		
				79.5 27.0	37.2 78.7	370.4 276.0

Πίνακας 3.4 Αποτελέσματα προσομοιώματος διάβρωσης οπλισμού υποστυλώματος Δ.

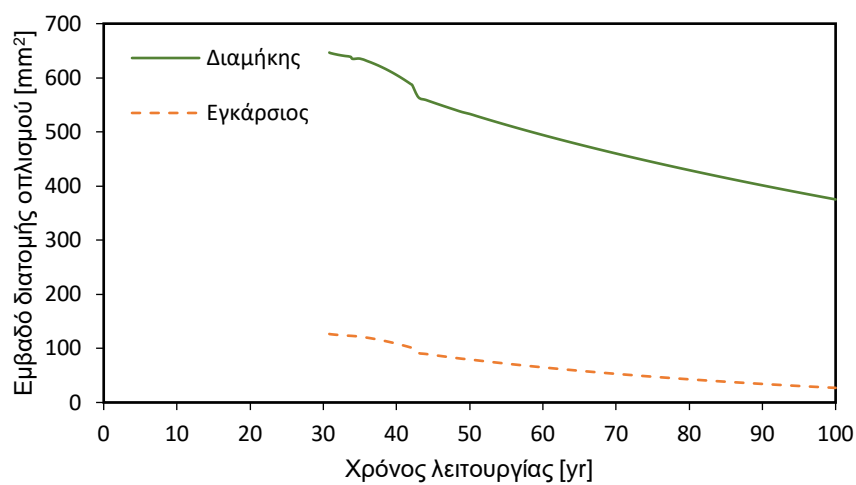
Στο υποστύλωμα Δ η διάβρωση ξεκινάει αργότερα σε σχέση με τα υπόλοιπα υποστυλώματα, περίπου στα 31 έτη λειτουργίας της γέφυρας. Ο αυξημένος χρόνος μέχρι την εκκίνηση της ενεργής διάβρωσης οφείλεται στο ότι το υποστύλωμα Δ βρίσκεται σε πιο μακρινή απόσταση (0.1 km) από την ακτογραμμή και συνεπώς η επιφανειακή συγκέντρωση χλωριδίων είναι μικρότερη με αποτέλεσμα να χρειάζεται περισσότερος χρόνος για την συσσώρευση της κρίσιμης συγκέντρωσης.



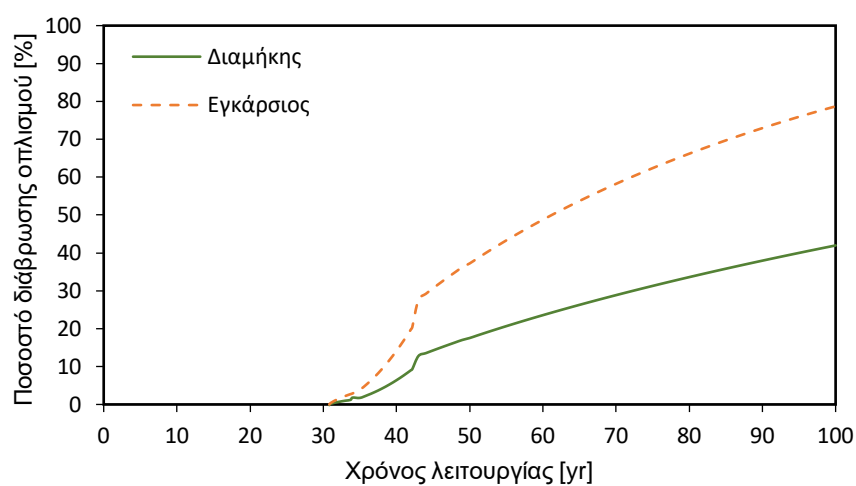
Εικόνα 3.13 Ρυθμός διάβρωσης χάλυβα οπλισμού υποστυλώματος Δ.

Στα 50 και στα 100 έτη λειτουργίας το ποσοστό διάβρωσης είναι 17.5% και 42%, αντίστοιχα, για τον διαμήκη οπλισμό, ενώ για τον εγκάρσιο οπλισμό 37.2% και 78.7%,

αντίστοιχα. Στο υποστυλωμα Δ η εμφάνιση των πρώτων ρωγμών χρειάστηκε 3 έτη ενεργού διάβρωσης και για την απόκτηση του οριακού πλάτους ρωγμών 11.4 έτη.

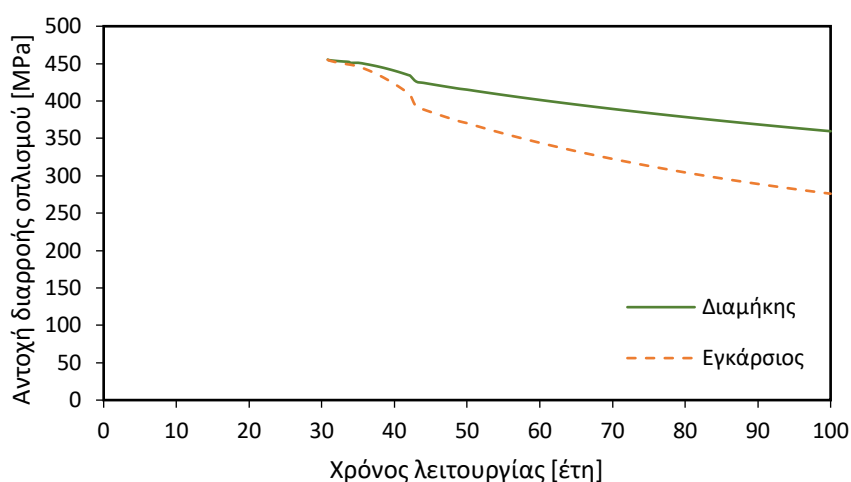


Εικόνα 3.14 Εναπομένον εμβαδόν διατομής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Δ.



Εικόνα 3.15 Ποσοστό διάβρωσης οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Δ.





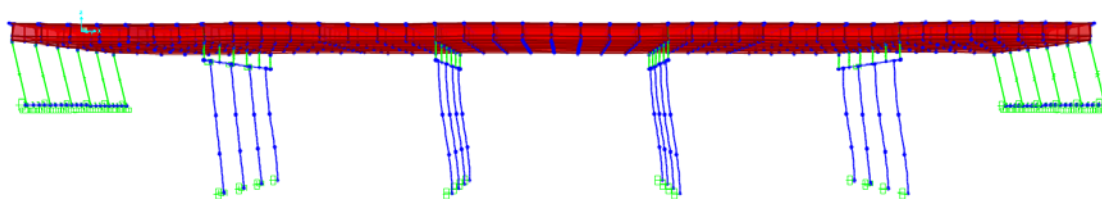
Εικόνα 3.16 Εναπομένονσα αντοχή διαρροής οπλισμού χάλυβα υποστυλώματος Δ.

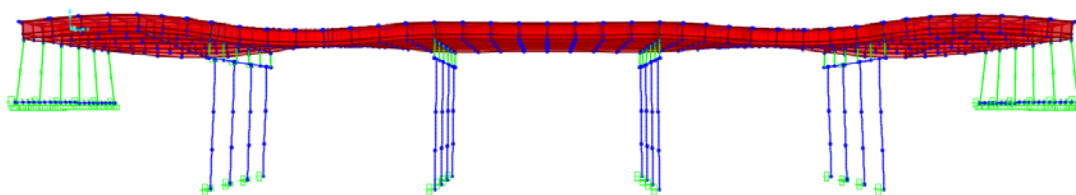
Υποστύλωμα	Διαμήκης οπλισμός ( $A_0 = 646,6 \text{ mm}^2$ )		Εγκάρσιος οπλισμός ( $A_0 = 126,6 \text{ mm}^2$ )	
	50 έτη	100 έτη	50 έτη	100 έτη
A	529.0	414.9	77.9	38.4
B	446.2	319.2	48.3	13.6
Γ	382.6	235.7	29.0	1.4
Δ	533.2	375.2	79.5	27.0

Πίνακας 3.5 Εναπομένοντα εμβαδά διατομής διαμήκη και εγκάρσιου οπλισμού για τα εξεταζόμενα υποστυλώματα.

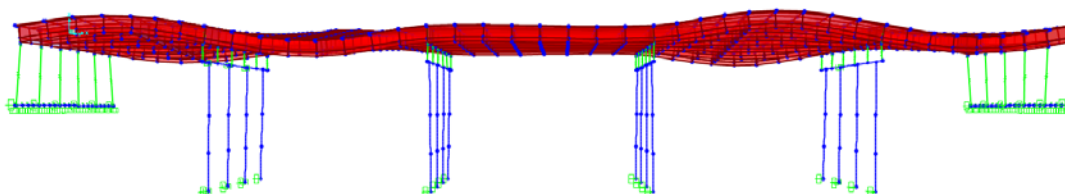
### 3.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Παρακάτω στον Πίνακα 3.6 παρουσιάζονται μερικά από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης και στις Εικόνες 3.17 έως 3.22 φαίνονται οι πρώτες έξι ιδιομορφές της γέφυρας.

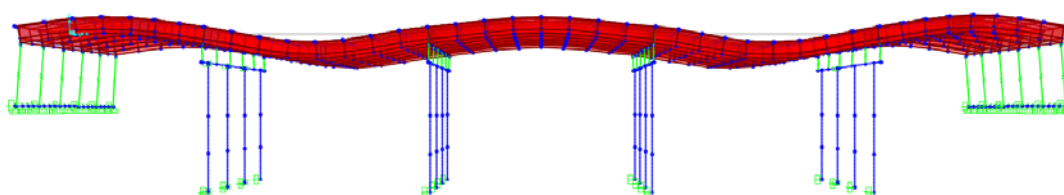
Εικόνα 3.17 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή,  $T = 0.489 \text{ sec}$ .



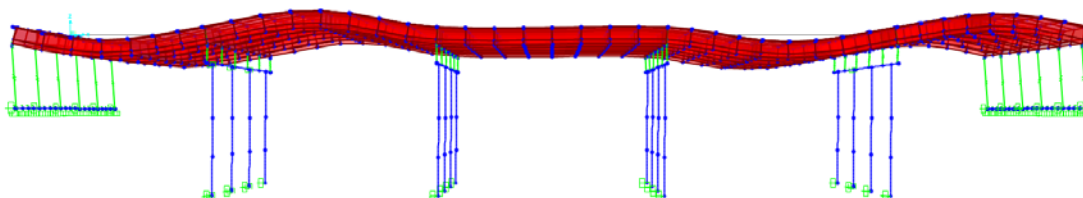
Εικόνα 3.18 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή,  $T = 0.333$  sec.



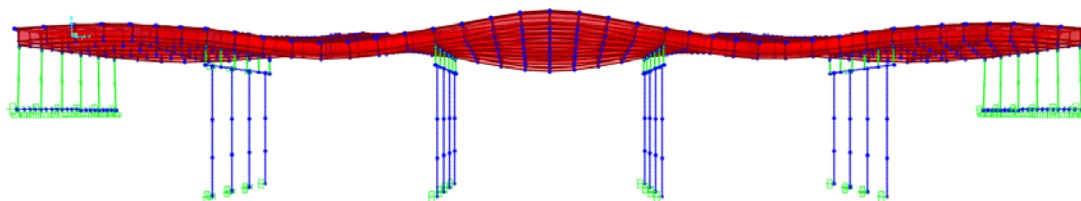
Εικόνα 3.19 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή,  $T = 0.233$  sec.



Εικόνα 3.20 4<sup>η</sup> Ιδιομορφή,  $T = 0.222$  sec.



Εικόνα 3.21 5<sup>η</sup> Ιδιομορφή,  $T = 0.218$  sec.

Εικόνα 3.22 6<sup>η</sup> Ιδιομορφή,  $T = 0.215$  sec.

Ιδιομορφή	Περίοδος [sec]	Συχνότητα [Hz]	Ιδιομορφή	Περίοδος [sec]	Συχνότητα [Hz]
1	0.489	2.047	21	0.096	10.379
2	0.333	3.000	22	0.094	10.601
3	0.233	4.290	23	0.092	10.915
4	0.222	4.504	24	0.087	11.432
5	0.218	4.591	25	0.087	11.447
6	0.215	4.649	26	0.087	11.471
7	0.205	4.867	27	0.087	11.473
8	0.191	5.238	28	0.087	11.529
9	0.186	5.373	29	0.084	11.897
10	0.183	5.469	30	0.083	12.091
11	0.178	5.610	31	0.081	12.414
12	0.172	5.800	32	0.079	12.713
13	0.170	5.872	33	0.076	13.106
14	0.148	6.775	34	0.075	13.267
15	0.144	6.928	35	0.073	13.637
16	0.139	7.182	36	0.073	13.732
17	0.135	7.407	37	0.073	13.768
18	0.132	7.562	38	0.072	13.915
19	0.100	10.037	39	0.071	14.096
20	0.098	10.252	40	0.070	14.221

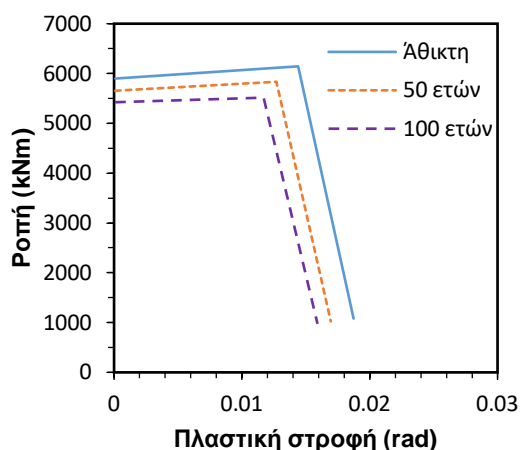
Πίνακας 3.6 Ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες για τις 40 πρώτες ιδιομορφές της γέφυρας.

### 3.3 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων

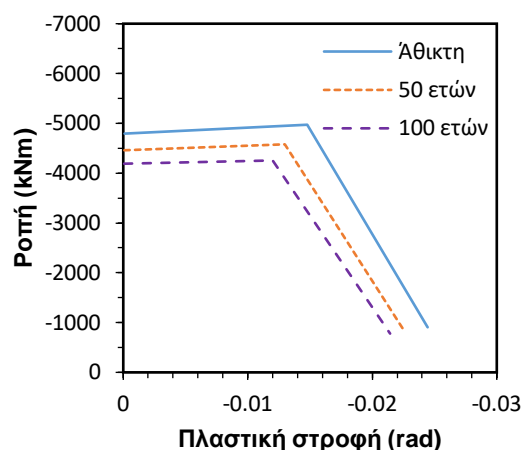
Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των πλαστικών αρθρώσεων από τις υπερωθητικές αναλύσεις για κάθε εξεταζόμενο υποστύλωμα. Παρουσιάζονται σε μορφή πινάκων οι αντοχές διαρροής, οι μέγιστες αντοχές, καθώς επίσης και οι αντίστοιχες πλαστικές στροφές και οι πλαστικές μετατοπίσεις που προέκυψαν από την μετατροπή των διαγραμμάτων, για το σενάριο της άθικτης γέφυρας και της γέφυρας 50 και 100 ετών. Ας σημειωθεί εδώ ότι από το λογισμικό CSi Bridge που χρησιμοποιήθηκε για την υπερωθητική ανάλυση ελήφθησαν τα διαγράμματα ροπής-πλαστικής στροφής, ενώ τα διαγράμματα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης δημιουργήθηκαν χρησιμοποιώντας την μεθοδολογία που περιγράφεται στην ενότητα 2.1.6.

#### 3.3.1 Υποστύλωμα Α

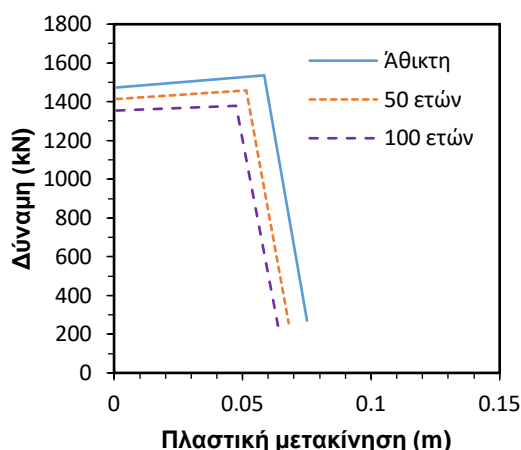
Παρατηρείται ότι η πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Α έχει μεγαλύτερες τιμές διαρροής και αστοχίας όπως φαίνεται στο διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής (Εικόνα 3.23) και στο διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης (Εικόνα 3.25), σε σχέση με τα διαγράμματα στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος (Εικόνα 3.25, Εικόνα 3.26). Όπως είναι αναμενόμενο η επίδοση του υποστυλώματος μειώνεται με τα χρόνια καθώς η διάβρωση έχει αρνητική επίδραση στην αντοχή του οπλισμού του. Ο Πίνακας 3.6 περιέχει τις ακριβείς τιμές διαρροής και αστοχίας των πλαστικών αρθρώσεων για τα εξεταζόμενα σενάρια.



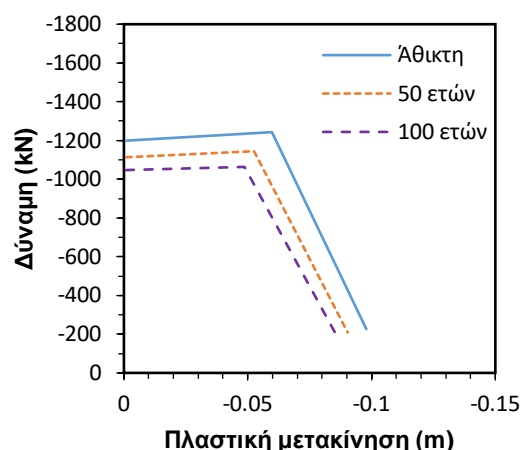
Εικόνα 3.23 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Α.



Εικόνα 3.24 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Α.



Εικόνα 3.25 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Α.



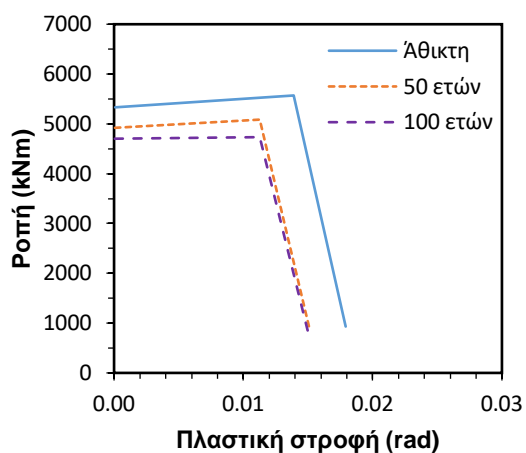
Εικόνα 3.26 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Α.

Έτη	Περιοχή	Ροπή διαρροής [kNm]	Στροφή διαρροής [rad]	Ροπή αστοχίας [kNm]	Στροφή αστοχίας [rad]	Δύναμη διαρροής [kN]	Μετακίνηση διαρροής [m]	Δύναμη αστοχίας [kN]	Μετακίνηση αστοχίας [m]
0	Βάση	5898.8	0.000103	6144.0	0.0144	1474.7	0.00104	1536.0	0.0583
	Κορυφή	-4790.8	-0.000105	-4971.7	-0.0148	-1197.7	-0.00106	-1242.9	-0.0597
50	Βάση	5649.6	0.000092	5834.1	0.0127	1412.4	0.00099	1458.5	0.0514
	Κορυφή	-4456.1	-0.000088	-4578.3	-0.0130	-1114.0	-0.00095	-1144.6	-0.0526
100	Βάση	5422.0	0.000081	5515.0	0.0117	1355.5	0.00093	1378.8	0.0474
	Κορυφή	-4190.6	-0.000068	-4254.1	-0.0120	-1047.6	-0.00078	-1063.5	-0.0486

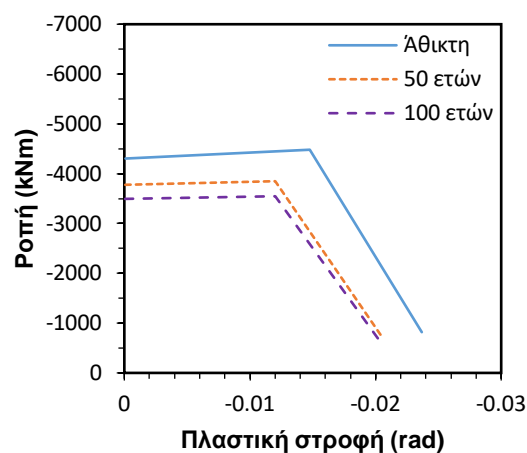
Πίνακας 3.7 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστύλωμα Α.

### 3.3.2 Υποστύλωμα Β

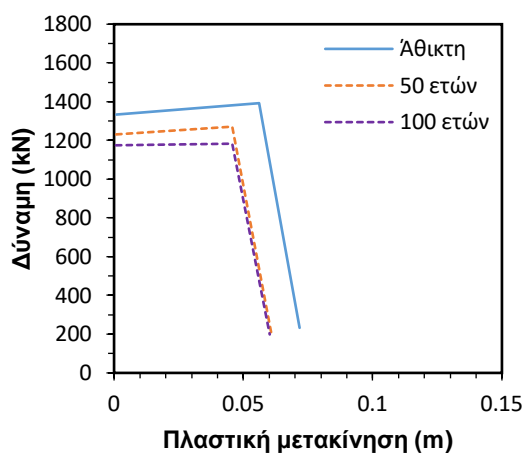
Τα αποτελέσματα των πλαστικών αρθρώσεων για το υποστύλωμα Β συμβαδίζουν σε γενικά χαρακτηριστικά με εκείνα για το υποστύλωμα Α. Η πλαστική άρθρωση στη βάση έχει αυξημένες τιμές διαρροής σε σχέση με αυτήν της κορυφής και τα χαρακτηριστικά αυτά μειώνονται με την πάροδο του χρόνου, δηλαδή για το σενάριο γέφυρας 50 και 100 ετών, εξαιτίας της διάβρωσης (Εικόνα 3.27 έως 3.30). Πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι οι υπερωθητικές αναλύσεις για την γέφυρα 100 ετών δεν έδειξαν διαφορά στην τιμή της πλαστικής στροφής αστοχίας συγκριτικά με την γέφυρα 50 ετών, κάτι που αργότερα θα φανεί να επηρεάζει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων του δείκτη βλαβών (ενότητα 3.4.2). Το υποστύλωμα Β αναμένεται να είναι λιγότερο ανθεκτικό από το υποστύλωμα Α τόσο για το σενάριο της άθικτης γέφυρας αλλά και για τα σενάρια της διαβρωμένης, καθώς το σκυρόδεμα του υποστυλώματος Α αφενός είναι ανώτερης ποιότητας, αφετέρου τα αποτελέσματα της διάβρωσης στο υποστύλωμα Β είναι πιο έντονα.



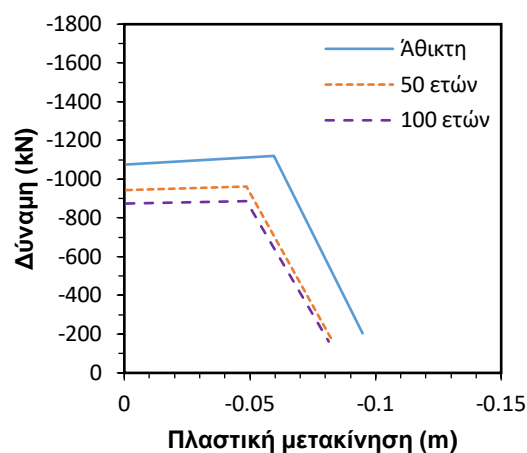
Εικόνα 3.27 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρωφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Β.



Εικόνα 3.28 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρωφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Β.



Εικόνα 3.29 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Β.



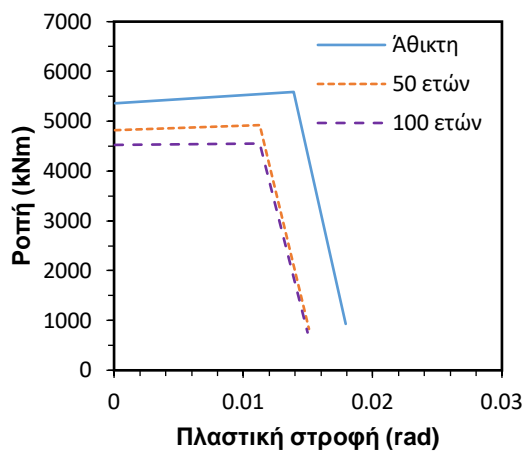
Εικόνα 3.30 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Β.

Έτη	Περιοχή	Ροπή διαρροής [kNm]	Στρωφή διαρροής [rad]	Ροπή αστοχίας [kNm]	Στρωφή αστοχίας [rad]	Δύναμη διαρροής [kN]	Μετακίνηση διαρροής [m]	Δύναμη αστοχίας [kN]	Μετακίνηση αστοχίας [m]
0	Βάση	5336.4	0.000089	5569.8	0.0139	1334.1	0.00090	1392.5	0.0561
	Κορυφή	-4305.2	-0.000092	-4480.6	-0.0148	-1076.3	-0.00093	-1120.1	-0.0597
50	Βάση	4920.0	0.000073	5085.1	0.0113	1230.0	0.00082	1271.3	0.0456
	Κορυφή	-3773.3	-0.000076	-3848.9	-0.0120	-943.3	-0.00086	-962.2	-0.0486
100	Βάση	4699.4	0.000061	4733.1	0.0113	1174.9	0.00074	1183.3	0.0456
	Κορυφή	-3496.4	-0.000061	-3546.8	-0.0120	-874.1	-0.00074	-886.7	-0.0485

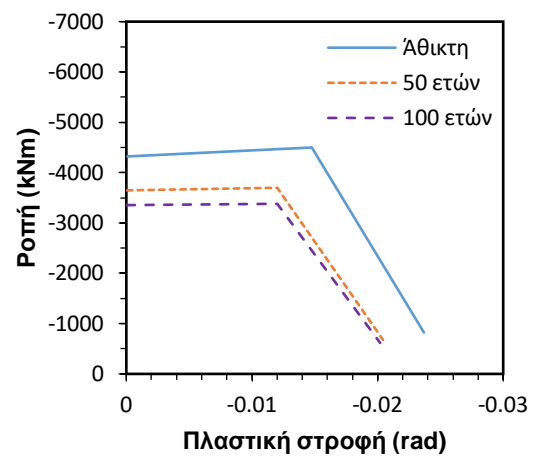
Πίνακας 3.8 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστυλώμα Β.

### 3.3.3 Υποστύλωμα Γ

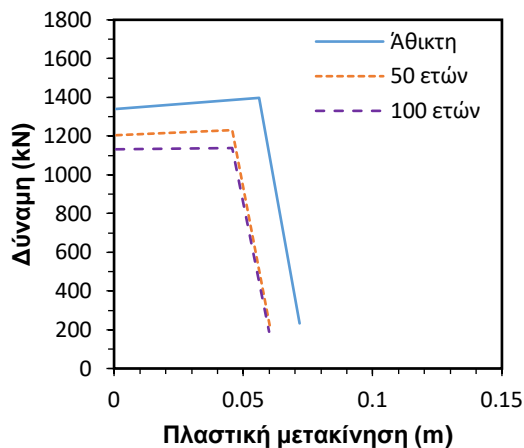
Εξαιτίας της έντονης διάβρωσης που παρουσιάζει το μέλος και συνεπώς την μεγάλη μείωση των μηχανικών αντοχών του χάλυβα για τα σενάρια της διαβρωμένης γέφυρας, στο υποστύλωμα Γ οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται σε μικρότερες τιμές ροπών και στροφών για τα σενάρια της διαβρωμένης γέφυρας. Η πλαστική άρθρωση στη βάση έχει αυξημένες τιμές διαρροής σε σχέση με αυτήν της κορυφής και τα χαρακτηριστικά αυτά μειώνονται με την πάροδο του χρόνου (Εικόνα 3.31 έως 3.34). Πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι οι υπερωθητικές αναλύσεις για την γέφυρα 100 ετών δεν έδειξαν διαφορά στην τιμή της πλαστικής στροφής αστοχίας συγκριτικά με την γέφυρα 50 ετών, παρόμοια δηλαδή με το υποστύλωμα Β.



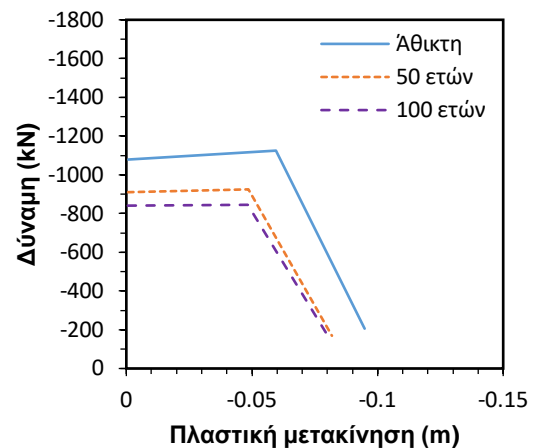
Εικόνα 3.31 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Γ.



Εικόνα 3.32 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.



Εικόνα 3.33 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Γ.



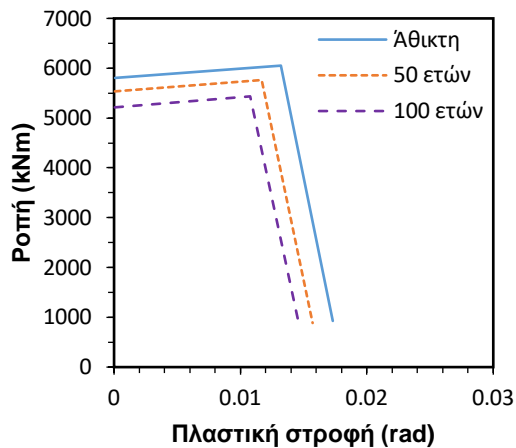
Εικόνα 3.34 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.

Έτη	Περιοχή	Ροπή διαρροής [kNm]	Στροφή διαρροής [rad]	Ροπή αστοχίας [kNm]	Στροφή αστοχίας [rad]	Δύναμη διαρροής [kN]	Μετακίνηση διαρροής [m]	Δύναμη αστοχίας [kN]	Μετακίνηση αστοχίας [m]
0	Βάση	5356.2	0.000084	5588.2	0.0139	1339.0	0.00085	1397.1	0.0560
	Κορυφή	-4321.2	-0.000079	-4499.0	-0.0148	-1080.3	-0.00080	-1124.7	-0.0596
50	Βάση	4820.3	0.000075	4922.3	0.0113	1205.1	0.00088	1230.6	0.0456
	Κορυφή	-3643.0	-0.000061	-3698.8	-0.0120	-910.8	-0.00071	-924.7	-0.0485
100	Βάση	4520.6	0.000059	4552.5	0.0113	1130.2	0.00076	1138.1	0.0456
	Κορυφή	-3359.8	-0.000047	-3380.1	-0.0120	-839.9	-0.00061	-845.0	-0.0484

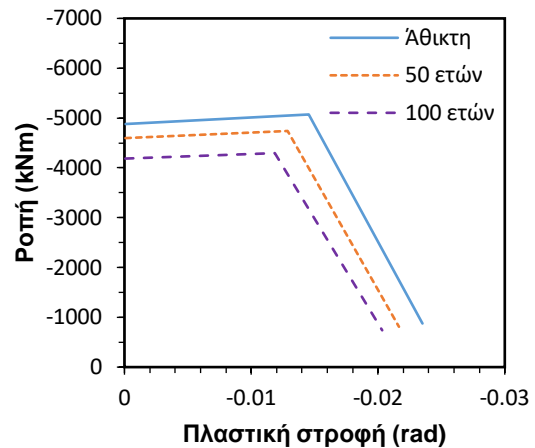
Πίνακας 3.9 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστυλώμα Γ.

### 3.3.4 Υποστυλώμα Δ

Το υποστυλώμα Δ παρουσιάζει την μικρότερη διάβρωση για το σενάριο γέφυρας 50 ετών και την δεύτερη μικρότερη για το σενάριο γέφυρας 100 ετών. Οι υπερωθητικές αναλύσεις δείχνουν ότι το υποστυλώμα Δ, έχει πιο αναμενόμενη συμπεριφορά από ότι το υποστυλώμα Β και Γ, καθώς στην περίπτωση του τόσο οι τιμές διαρροής όσο και οι τιμές αστοχίας μειώνονται στα σενάρια της διαβρωμένης γέφυρας. Παρόμοιο συμπεριφορά είχε και το υποστυλώμα Α. Όπως φαίνεται στις Εικόνες 3.35 έως 3.38 οι τιμές διαρροής και αστοχίας είναι μεγαλύτερες στην πλαστική άρθρωση βάσης του υποστυλώματος από ότι στην πλαστική άρθρωση κορυφής.

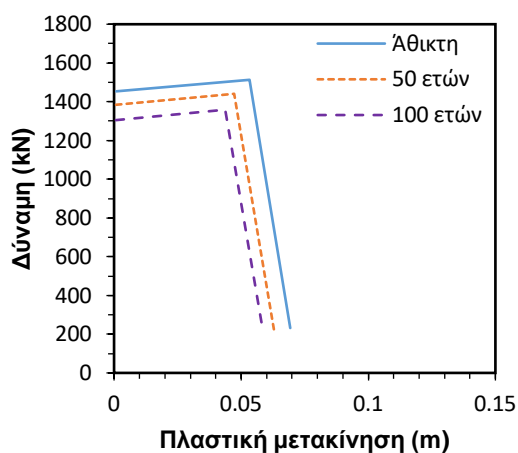


Εικόνα 3.35 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Δ.

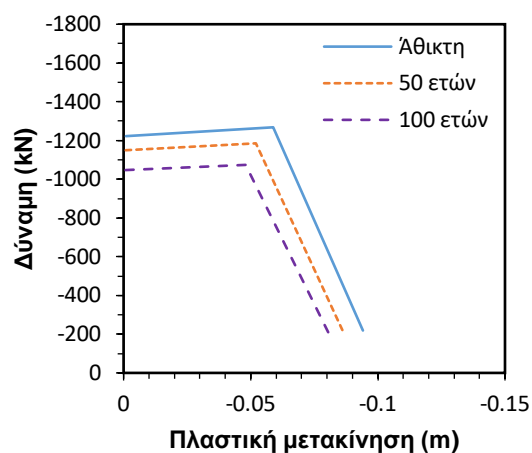


Εικόνα 3.36 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Δ.





Εικόνα 3.37 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος Δ.



Εικόνα 3.38 Διάγραμμα δύναμης-πλαστικής μετακίνησης στην πλαστική άρθρωση στην κορυφή του υποστυλώματος Δ.

Έτη	Περιοχή	Ροπή διαρροής [kNm]	Στροφή διαρροής [rad]	Ροπή αστοχίας [kNm]	Στροφή αστοχίας [rad]	Δύναμη διαρροής [kN]	Μετακίνηση διαρροής [m]	Δύναμη αστοχίας [kN]	Μετακίνηση αστοχίας [m]
0	Βάση	5810.4	0.000088	6052.2	0.0132	1452.6	0.00089	1513.0	0.0534
	Κορυφή	-4883.7	-0.000092	-5071.7	-0.0146	-1220.9	-0.00093	-1267.9	-0.0588
50	Βάση	5536.9	0.000073	5763.3	0.0117	1384.2	0.00078	1440.8	0.0473
	Κορυφή	-4597.8	-0.000079	-4740.5	-0.0129	-1149.4	-0.00085	-1185.1	-0.0521
100	Βάση	5219.1	0.000062	5435.0	0.0108	1304.8	0.00073	1358.7	0.0436
	Κορυφή	-4186.1	-0.000067	-4295.6	-0.0119	-1046.5	-0.00079	-1073.9	-0.0480

Πίνακας 3.10 Αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων στο υποστυλώμα Δ.

### 3.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης

Παρακάτω παρουσιάζονται μερικά από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών, Εξαιτίας του μεγάλου όγκου αποτελεσμάτων, τα περισσότερα αποτελέσματα βρίσκονται στα παραρτήματα του κεφαλαίου 7.

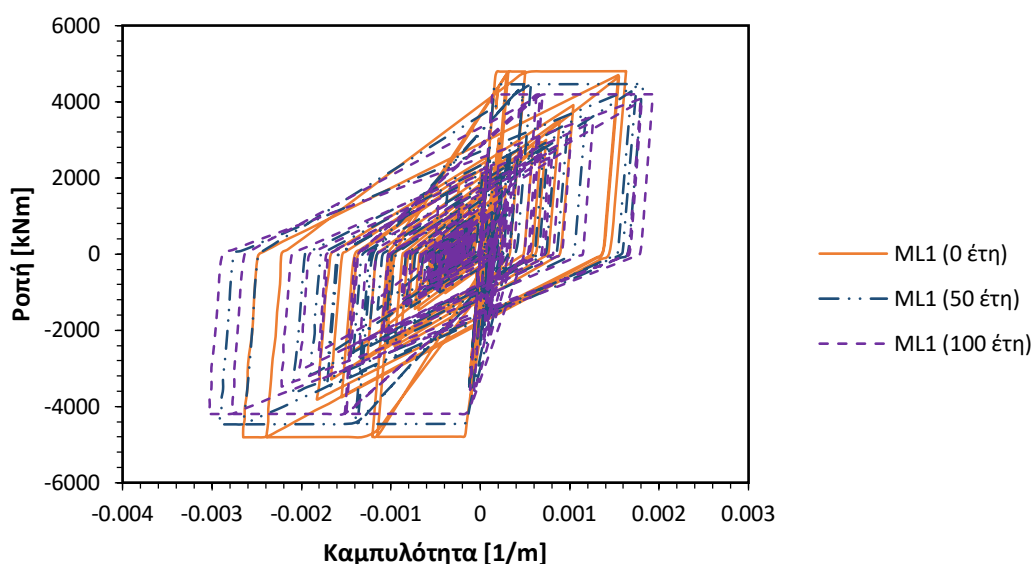
#### 3.4.1 Υποστύλωμα Α

Το υποστύλωμα Α σύμφωνα με το προσομοίωμα της διάβρωσης παρουσιάζει το μικρότερο ποσοστό διάβρωσης απώλειας οπλισμού για 100 έτη λειτουργίας και το αμέσως μικρότερο ποσοστό διάβρωσης για 50 έτη λειτουργίας.

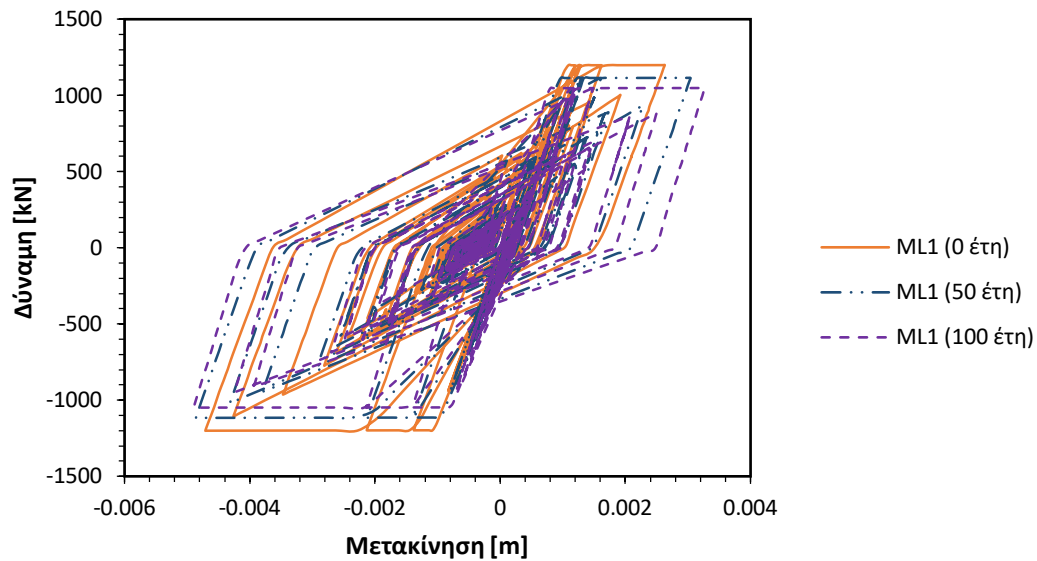
##### 3.4.1.i Κορυφή υποστυλώματος Α

Στην Εικόνα 3.39 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 1 - ML1) στην κορυφή του υποστυλώματος Α, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην Εικόνα 3.40.

Από τα αποτελέσματα του διαγράμματος ροπής-στροφής (Εικόνα 3.39) λαμβάνονται οι τιμές για τη μέγιστη ζήτηση πλαστιμότητας ( $\mu_m$ ) και από το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης (Εικόνα 3.40) λαμβάνονται οι τιμές της υστερητικής ενέργειας ( $E_h$ ), οι οποίες χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό του δείκτη βλαβών (Κεφάλαιο 1.2.1).



Εικόνα 3.39 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-στροφής για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).



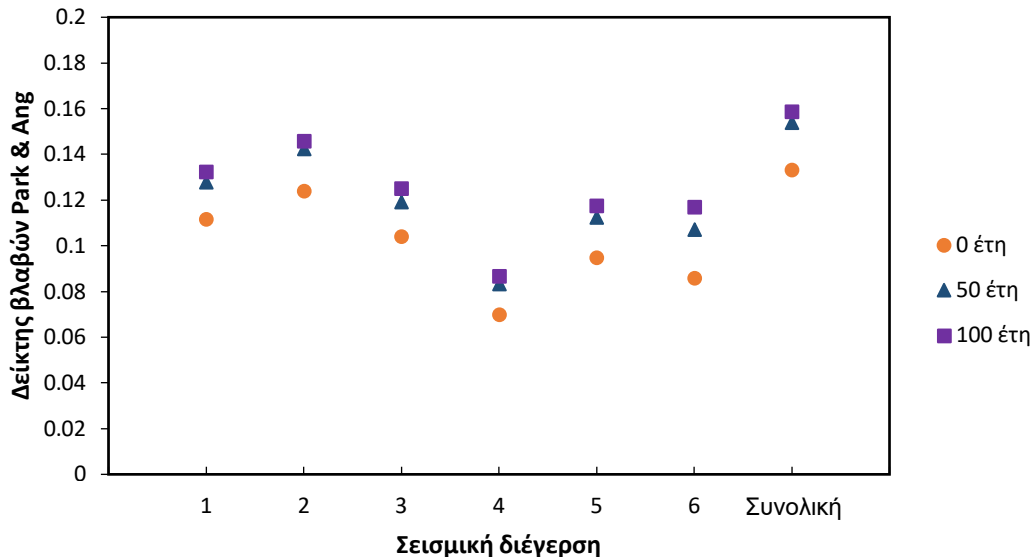
Εικόνα 3.40 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Ο δείκτης βλαβών για την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 1 – ML1) ήταν 0.11 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 14.4% και 18.5% για την γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή μειώθηκε κατά 2% και κατά 10.2% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα, ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 20.1% και κατά 48.7% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διέγερση στην κορυφή του υποστυλώματος Α αυξήθηκε κατά 9.9% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 14.9% για την γέφυρα 100 ετών. Επίσης, αύξηση σημείωσε και η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) κατά 3.2% και 3.8% για γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα.

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας και της μέγιστης μετακίνησης είχαν παρόμοια αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας. Οι τιμές της υστερητικής ενέργειας παρόλο που μειώνονται για την πρώτη σεισμική διέγερση για την γέφυρα 50 και 100 ετών στη συνέχεια για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της γέφυρας 50 ετών υπάρχει αύξηση της τιμής της ενώ για την γέφυρα 100 ετών υπάρχει μείωση στην πέμπτη διέγερση (ML5) και αύξηση στις υπόλοιπες. Ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (Mammoth Lakes 2 – ML2) και για τα τρία σενάρια (γέφυρα 0, 50 και 100 ετών) ενώ η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη βλαβών σημειώθηκε για την έκτη σεισμική διέγερση (Mammoth Lakes 6 – ML6).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.13 και σημείωσε αύξηση 15.6% και 19.1% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Εικόνα 3.41). Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία αυξήθηκε κατά 2.3% για την γέφυρα 50 ετών και μειώθηκε κατά 1.9% για την γέφυρα 100 ετών. Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 20.6% και κατά 47.6% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα.

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλοτήτων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.2.1).

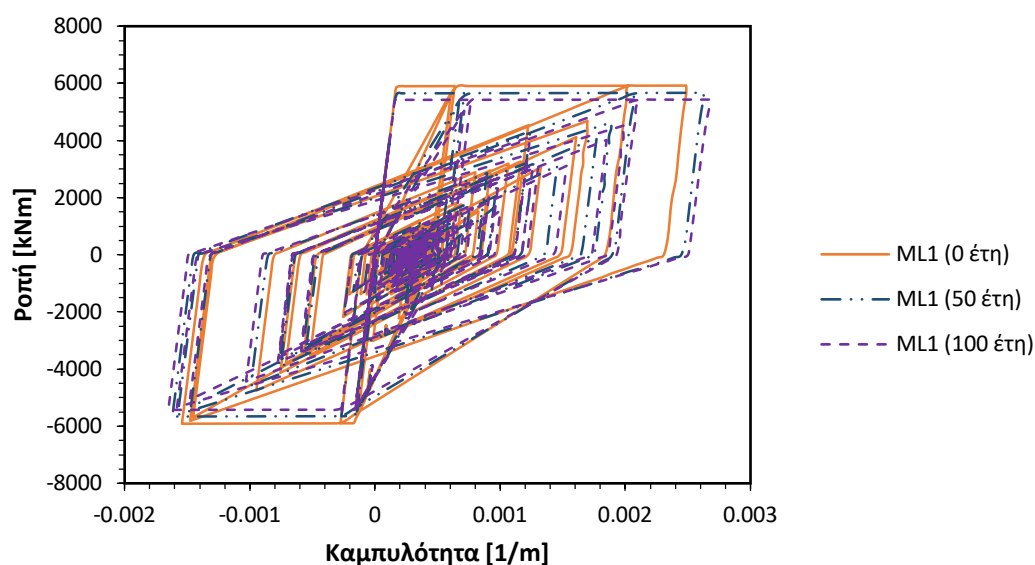


Εικόνα 3.41 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Α.

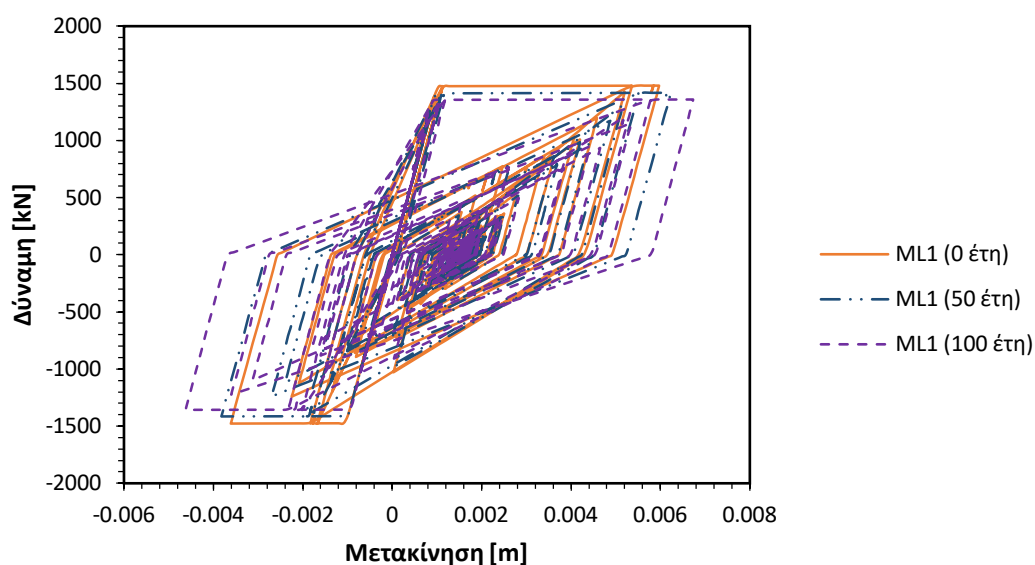
### 3.4.1.ii Βάση υποστυλώματος Α

Στην Εικόνα 3.42 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διεγέρση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 1 - ML1) στη βάση του υποστυλώματος Α, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην Εικόνα 3.43.

Ο δείκτης βλαβών (Εικόνα 3.44) για την πρώτη σεισμική διεγέρση της ακολουθίας (ML1) ήταν 0.11 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 10.1% και 17.3% για την γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή μειώθηκε κατά 0.6% και αυξήθηκε κατά 1.5% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα, ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 8.2% και κατά 14.5% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διεγέρση στη βάση του υποστυλώματος Α αυξήθηκε κατά 5.6% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 7.5% για την γέφυρα 100 ετών. Επίσης, αύξηση σημειώσε και η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) κατά 4.4% και 12.7% για γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα.



Εικόνα 3.42 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-στροφής για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

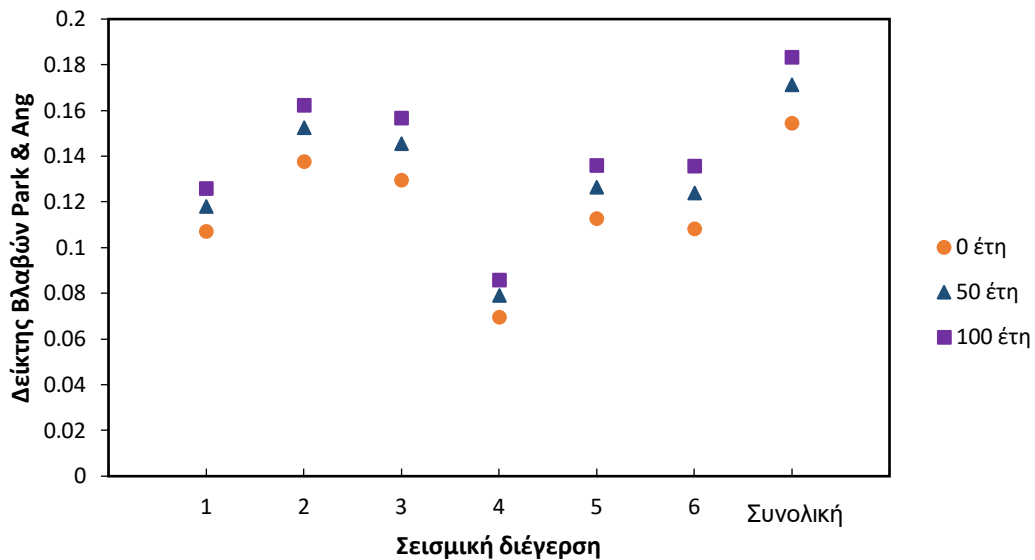


Εικόνα 3.43 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας είχαν παρόμοια αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας, ενώ η μέγιστη μετακίνηση μειώθηκε για την πέμπτη και έκτη σεισμική ακολουθία. Η υστερητική ενέργεια για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις της ακολουθίας μειώθηκε (Πίνακας 7.9). Ο μέγιστος δείκτης βλαβών όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.44 παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (ML2) και για τα τρία σενάρια (γέφυρα 0, 50 και 100 ετών), ενώ η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη βλαβών σημειώθηκε για την έκτη σεισμική διέγερση (ML6) (Πίνακας 7.8).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.15 και σημείωσε αύξηση 10.9% και 18.8% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα. Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία μειώθηκε κατά 5.6% για την γέφυρα 50 ετών και κατά 9.7% για την γέφυρα 100 ετών. Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 9.1% και κατά 15.4% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.10).

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλότητων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.2.2).



Εικόνα 3.44 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Α.

### 3.4.2 Υποστύλωμα Β

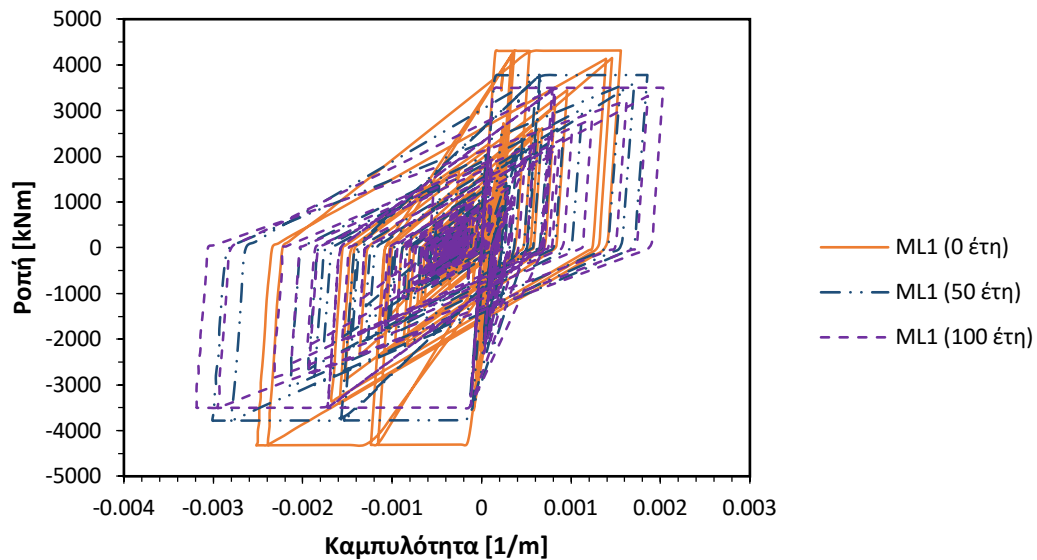
Το υποστύλωμα Β σύμφωνα με το προσομοίωμα της διάβρωσης παρουσιάζει το δεύτερο μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης απώλειας οπλισμού για 50 και 100 έτη λειτουργίας.

#### 3.4.2.i Κορυφή υποστυλώματος Β

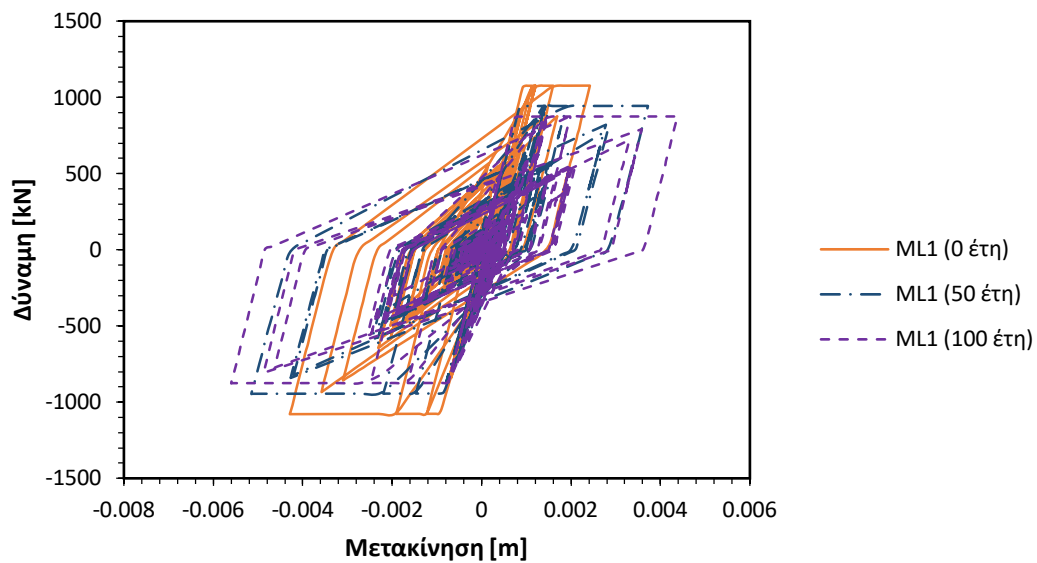
Στην Εικόνα 3.45 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) στην κορυφή του υποστυλώματος Β, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην Εικόνα 3.46.

Ο δείκτης βλαβών (Εικόνα 3.47) για την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) ήταν 0.11 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 26.9% και 21.6% για την γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα. Η αναπάντεχη αυτή συμπεριφορά θα

σχολιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή αυξήθηκε κατά 8.4% και κατά 4.8% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα, ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 24.2% και κατά 47.9% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διέγερση στην κορυφή του υποστυλώματος Β αυξήθηκε κατά 19.5% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 26.5% για την γέφυρα 100 ετών. Επίσης, αύξηση σημείωσε και η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) κατά 20% και 30.5% για γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα.



Εικόνα 3.45 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).



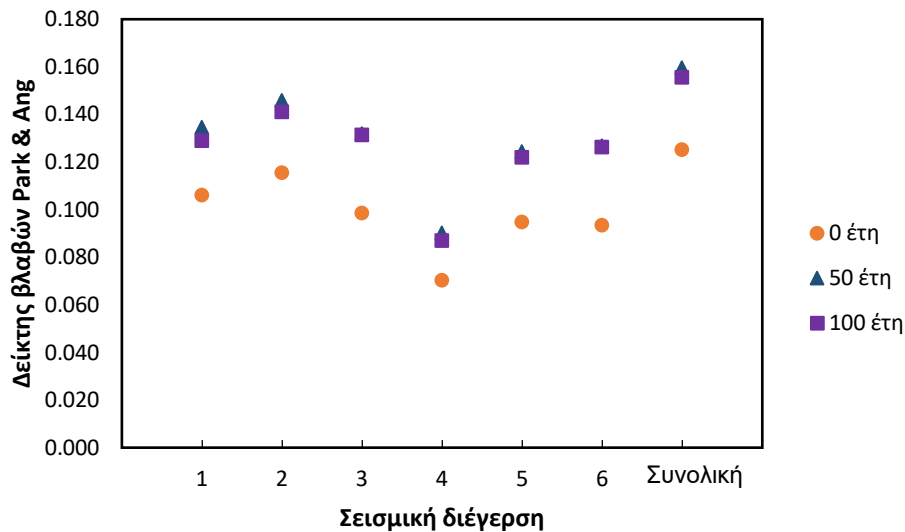
Εικόνα 3.46 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας και της μέγιστης μετακίνησης είχαν αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας (7.3.1). Οι τιμές της υστερητικής ενέργειας αυξήθηκαν για την πρώτη και δεύτερη σεισμική διέγερση για την γέφυρα 50 και 100 ετών, όμως για την γέφυρα 50 ετών υπήρξε επίσης αύξηση της τιμής της για την τέταρτη και έκτη διέγερση με μοναδική μείωση στην πέμπτη διέγερση της ακολουθίας, ενώ για την γέφυρα 100 ετών υπάρχει μείωση τις τιμές της υστερητικής ενέργειας μετά τις δύο πρώτες διεγέρσεις (Πίνακας 7.14). Ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (ML2) και για τα τρία σενάρια (γέφυρα 0, 50 και 100 ετών) ενώ η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη βλαβών σημειώθηκε για την έκτη σεισμική διέγερση (ML6) (Πίνακας 7.18).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.13 και σημείωσε αύξηση 27.5% και 24.3% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Εικόνα 3.47). Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία αυξήθηκε κατά 2.4% για την γέφυρα 50 ετών και κατά 0.2% για την γέφυρα 100 ετών. Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 23.9% και κατά 49% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα.

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλοτήτων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.3.1).



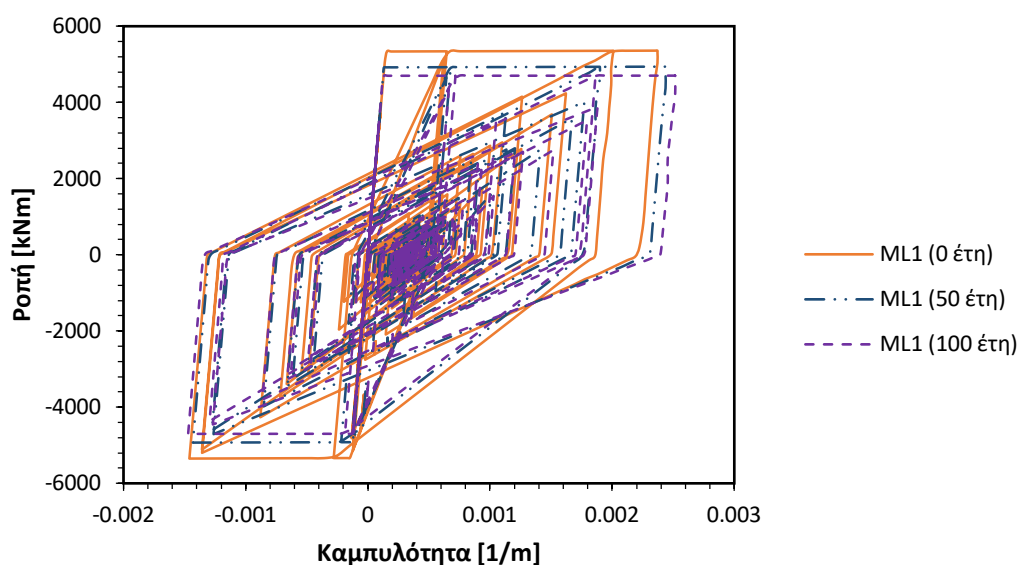


Εικόνα 3.47 Δείκτης βλαβών Park &amp; Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Β.

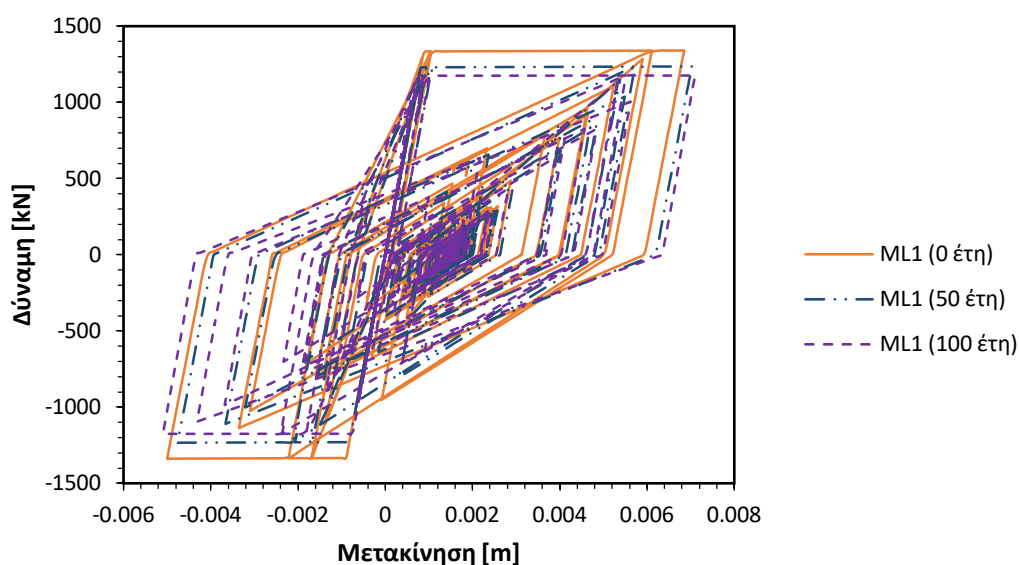
### 3.4.2.ii Βάση υποστυλώματος Β

Στην Εικόνα 3.48 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) στη βάση του υποστυλώματος Β, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην (Εικόνα 3.49).

Ο δείκτης βλαβών για την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) ήταν 0.11 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 9.1% και 1.8% για την γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.18). Αυτή η συμπεριφορά θα σχολιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή μειώθηκε κατά 6.9% και κατά 10.6% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.19), ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 7.6% και κατά 20% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.20). Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διέγερση στη βάση του υποστυλώματος Β αυξήθηκε κατά 2.8% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 6.1% για την γέφυρα 100 ετών (Πίνακας 7.21). Επίσης, αύξηση σημείωσε και η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) κατά 2.6% και 3.6% για γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.22).



Εικόνα 3.48 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).



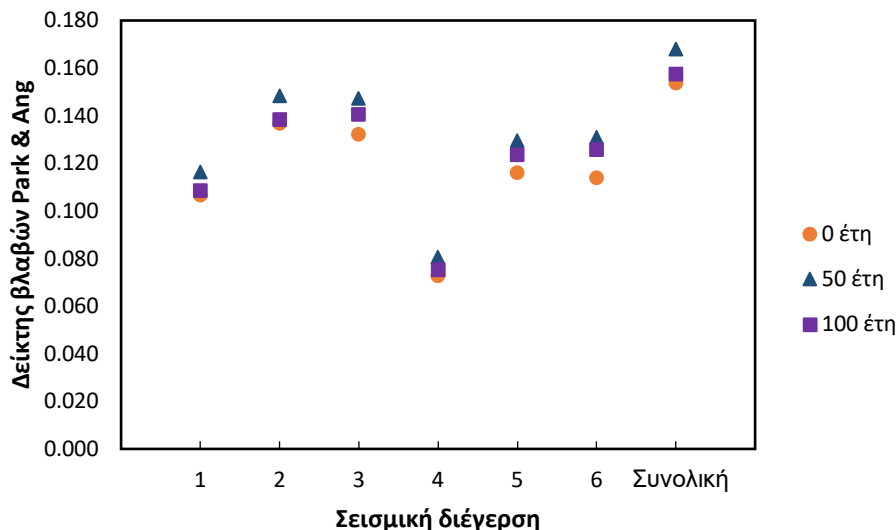
Εικόνα 3.49 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας είχαν αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας (7.3.2). Οι τιμές της μέγιστης μετακίνησης για την γέφυρα 50 ετών έδειξαν μικρή πτώση για την δεύτερη, πέμπτη και έκτη σεισμική διέγερση ενώ για την γέφυρα 100 ετών μείωση υπήρχε μόνο στην πέμπτη διέγερση (Πίνακας 7.22). Οι τιμές της υστερητικής ενέργειας μειώθηκαν για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις (Πίνακας 7.19). Ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (ML2) για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και για την γέφυρα 50 ετών, ενώ για την γέφυρα 100 ετών ο μέγιστος δείκτης βλαβών

παρουσιάζεται στην τρίτη σεισμική διέγερση (ML3). Η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη βλαβών σημειώθηκε για την έκτη σεισμική διέγερση (ML6) για όλα τα εξεταζόμενα σενάρια (Πίνακας 7.18).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.15 και σημείωσε αύξηση 9.3% και 2.5% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Εικόνα 3.41). Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία μειώθηκε κατά 12.8% για την γέφυρα 50 ετών και κατά 19.7% για την γέφυρα 100 ετών. Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 7.2% και κατά 19.9% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.25).

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλοτήτων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.3.2).



Εικόνα 3.50 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Β.

### 3.4.3 Υποστύλωμα Γ

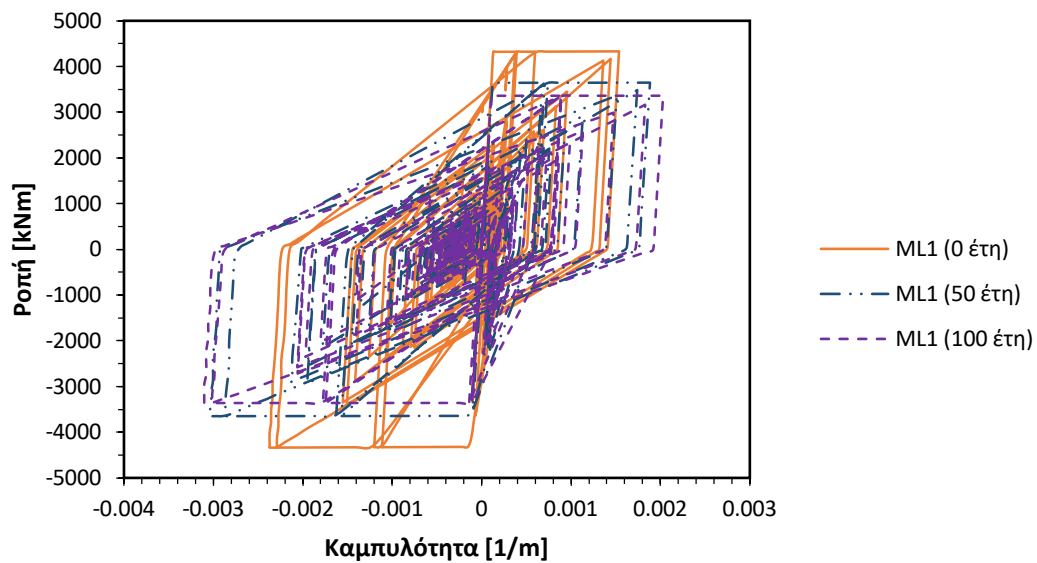
Το υποστύλωμα Γ σύμφωνα με το προσομοίωμα της διάβρωσης παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης απώλειας οπλισμού για 50 και 100 έτη λειτουργίας και τον μικρότερο χρόνο εκκίνησης.

#### 3.4.3.i Κορυφή υποστυλώματος Γ

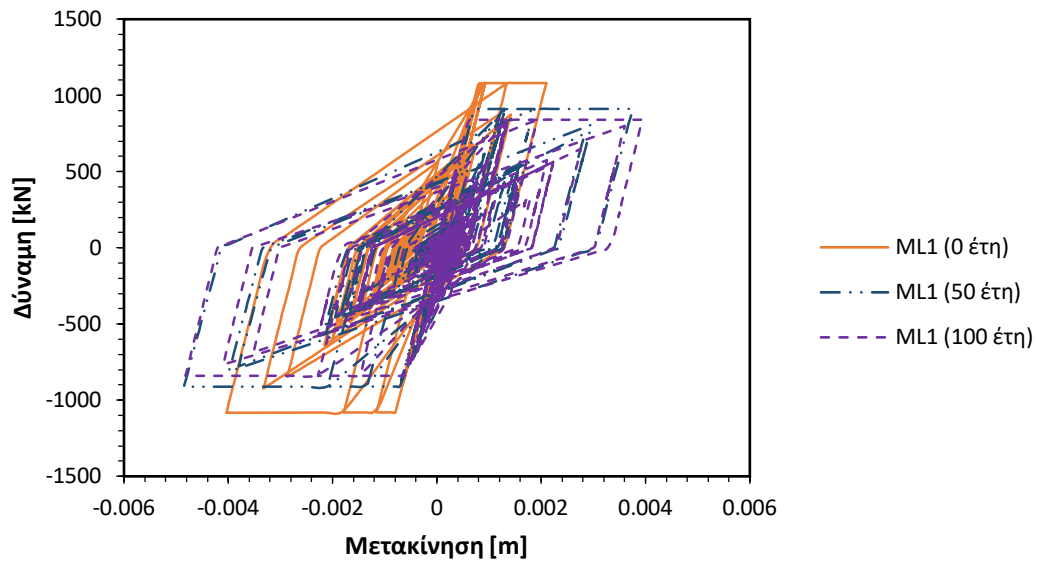
Στην Εικόνα 3.51 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) στην κορυφή του υποστυλώματος Γ, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην Εικόνα 3.52.

Ο δείκτης βλαβών για την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) ήταν 0.1 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 24.8% και 17% για την γέφυρα 50

ετών και 100 ετών, αντίστοιχα. Αυτή η συμπεριφορά θα σχολιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή αυξήθηκε κατά 7.6% και κατά 0.02% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα, ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 35.8% και κατά 58.7% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διέγερση στην κορυφή του υποστυλώματος Β αυξήθηκε κατά 28.4% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 30.8% για την γέφυρα 100 ετών. Επίσης, αύξηση σημείωσε και η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) κατά 20% και 19.3% για γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα.



Εικόνα 3.51 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

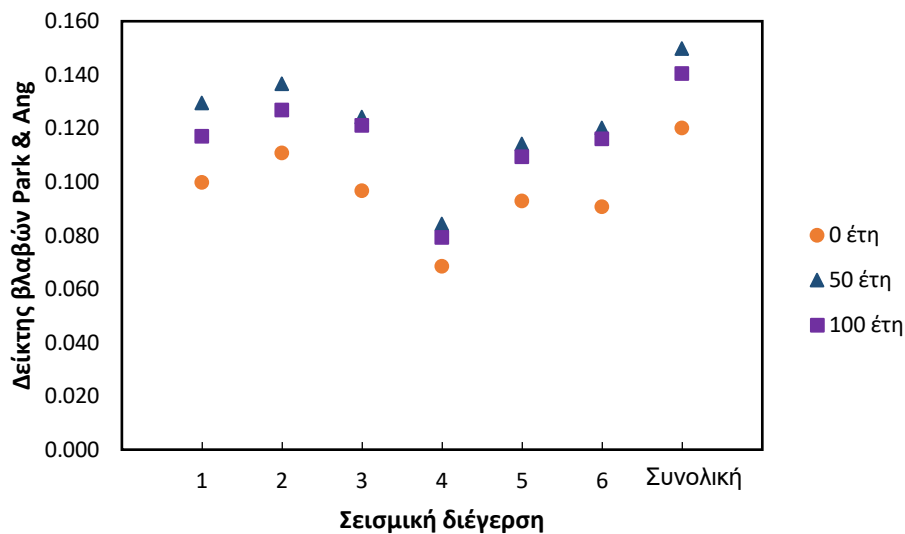


Εικόνα 3.52 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας και της μέγιστης μετακίνησης είχαν αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας (7.4.1). Οι τιμές της υστερητικής ενέργειας αυξήθηκαν για την πρώτη και δεύτερη σεισμική διέγερση για την γέφυρα 50 και 100 ετών, όμως για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις υπήρξε μείωση τις τιμές της υστερητικής ενέργειας (Πίνακας 7.29). Ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (ML2) και για τα τρία σενάρια (γέφυρα 0, 50 και 100 ετών) ενώ η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη βλαβών σημειώθηκε για την έκτη σεισμική διέγερση (ML6) (Πίνακας 7.28).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.12 και σημείωσε αύξηση 24.8% και 17.0% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Εικόνα 3.53, Πίνακας 7.23). Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία μειώθηκε κατά 1.8% για την γέφυρα 50 ετών και κατά 5.5% για την γέφυρα 100 ετών. Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 29.5% και κατά 55.6% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα.

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλοτήτων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.4.1).

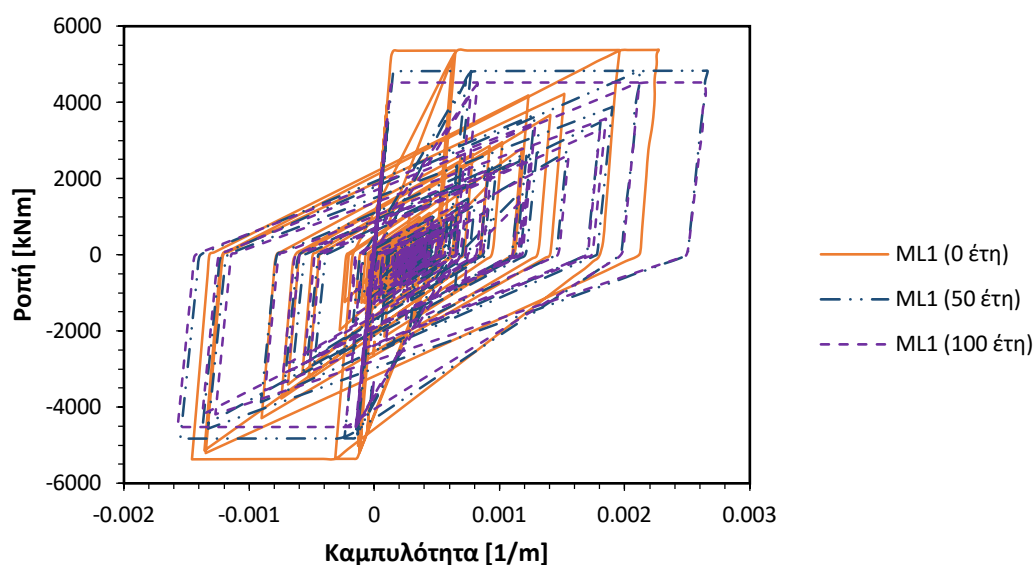


Εικόνα 3.53 Δείκτης βλαβών Park &amp; Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Γ.

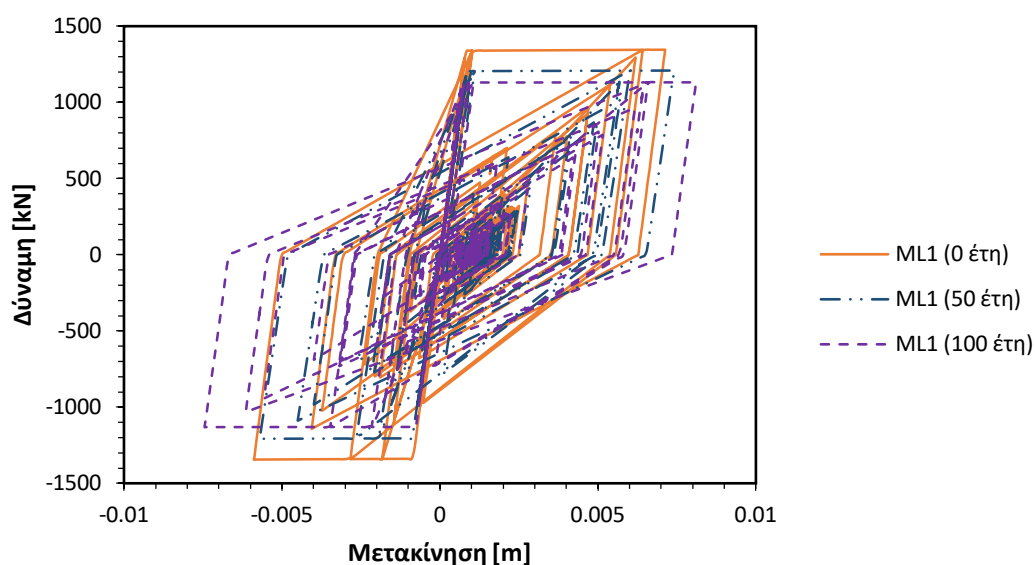
### 3.4.3.ii Βάση υποστυλώματος Γ

Στην Εικόνα 3.54 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) στη βάση του υποστυλώματος Β, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην Εικόνα 3.55.

Ο δείκτης βλαβών για την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) ήταν 0.10 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 18.2% και 4.5% για την γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα. Αυτή η συμπεριφορά θα σχολιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή μειώθηκε κατά 5.2% και κατά 4.4% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα, ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 7.1% και κατά 19.7% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διέγερση στη βάση του υποστυλώματος Β αυξήθηκε κατά 17.1% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 16.5% για την γέφυρα 100 ετών. Επίσης, αύξηση σημείωσε και η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) κατά 3.9% και 13.6% για γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα.



Εικόνα 3.54 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).



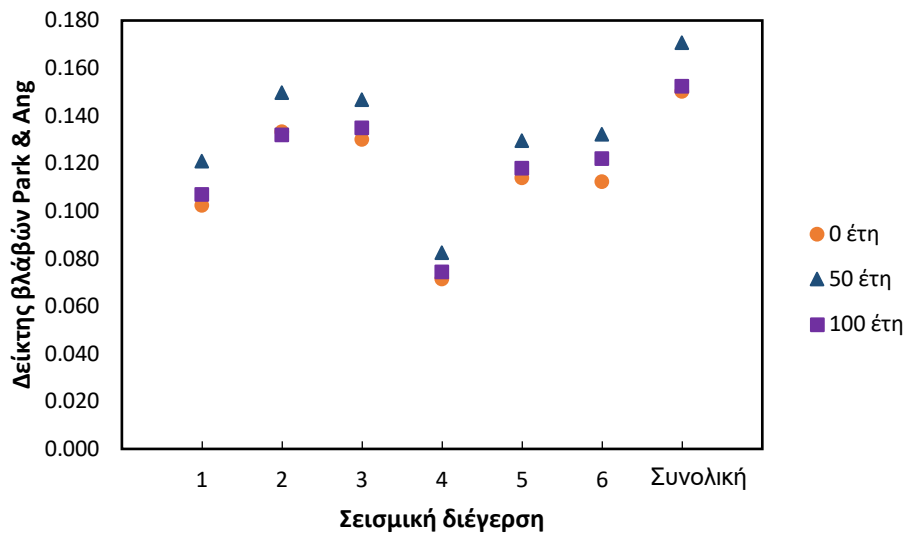
Εικόνα 3.55 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας, της μέγιστης μετακίνησης είχαν αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας, πλην όμως της δεύτερης διέγερσης (ML2) όπου ο δείκτης βλαβών για την γέφυρα 100 ετών έχει μια μείωση 0.9%. Οι τιμές της υστερητικής ενέργειας μειώθηκαν για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις (Πίνακας 7.29). Ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (ML2) για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και για την γέφυρα 50 ετών, ενώ για την γέφυρα 100 ετών ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάζεται στην τρίτη σεισμική διέγερση (ML3). Η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη

βλαβών σημειώθηκε για την πρώτη σεισμική διέγερση (ML1) στη γέφυρα 50 ετών και στην έκτη σεισμική διέγερση (ML6) για την γέφυρα 100 ετών (Πίνακας 7.28).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.15 και σημείωσε αύξηση 13.6% και 1.6% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Εικόνα 3.56, Πίνακας 7.28). Αυτή η συμπεριφορά θα σχολιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο. Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία μειώθηκε κατά 10.7% για την γέφυρα 50 ετών και κατά 2.% για την γέφυρα 100 ετών (Πίνακας 7.29). Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 2.1% και κατά 14.1% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.30).

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις, καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλοτήτων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.4.2).



Εικόνα 3.56 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Γ.



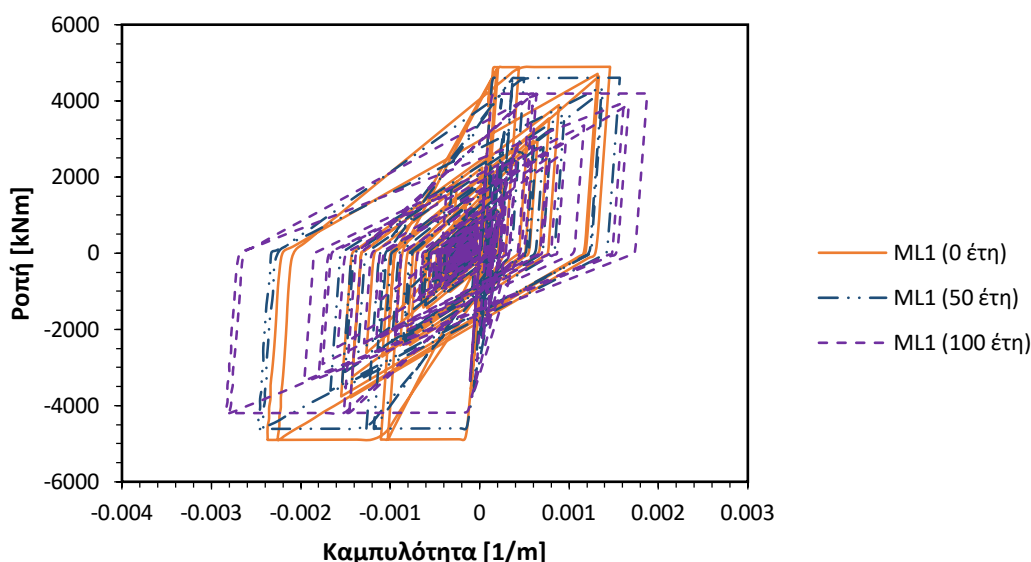
### 3.4.4 Υποστύλωμα Δ

Το υποστύλωμα Δ σύμφωνα με το προσομοίωμα της διάβρωσης παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης απώλειας οπλισμού για 50 έτη λειτουργίας και το δεύτερο μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης για 100 έτη λειτουργίας.

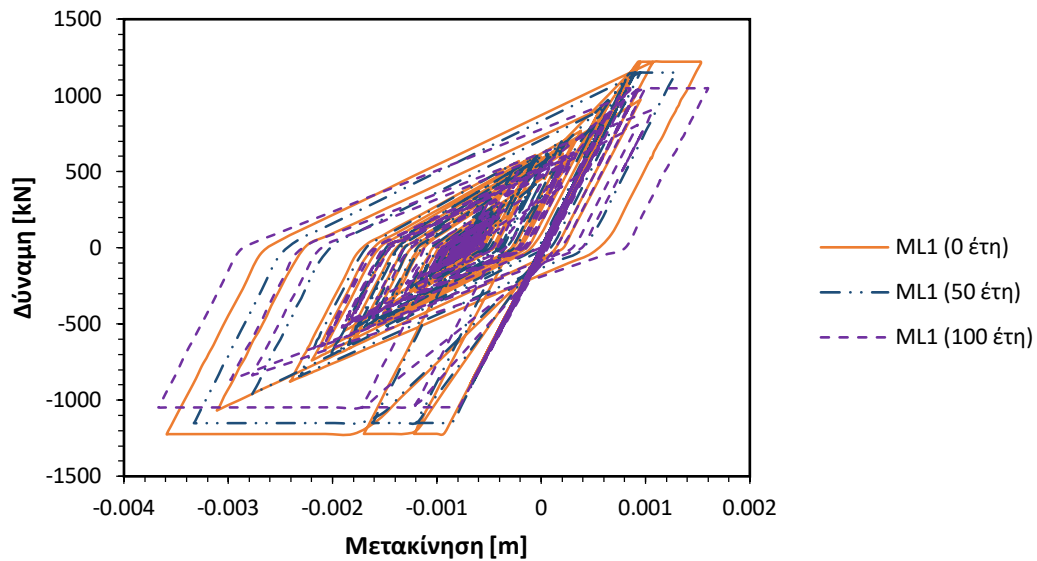
#### 3.4.4.i Κορυφή υποστυλώματος Δ

Στην Εικόνα 3.57 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) στην κορυφή του υποστυλώματος Α, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην Εικόνα 3.58.

Ο δείκτης βλαβών (Εικόνα 3.59) για την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) ήταν 0.11 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 8.4% και 19.6% για την γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή μειώθηκε κατά 5.4% και κατά 5.3% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα, ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 11.6% και κατά 33.5% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διέγερση στην κορυφή του υποστυλώματος Α αυξήθηκε κατά 4.3% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 19.8% για την γέφυρα 100 ετών. Η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) μειώθηκε κατά 7.2% για γέφυρα 50 ετών και αυξήθηκε κατά 2.2% για την γέφυρα 100 ετών.



Εικόνα 3.57 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

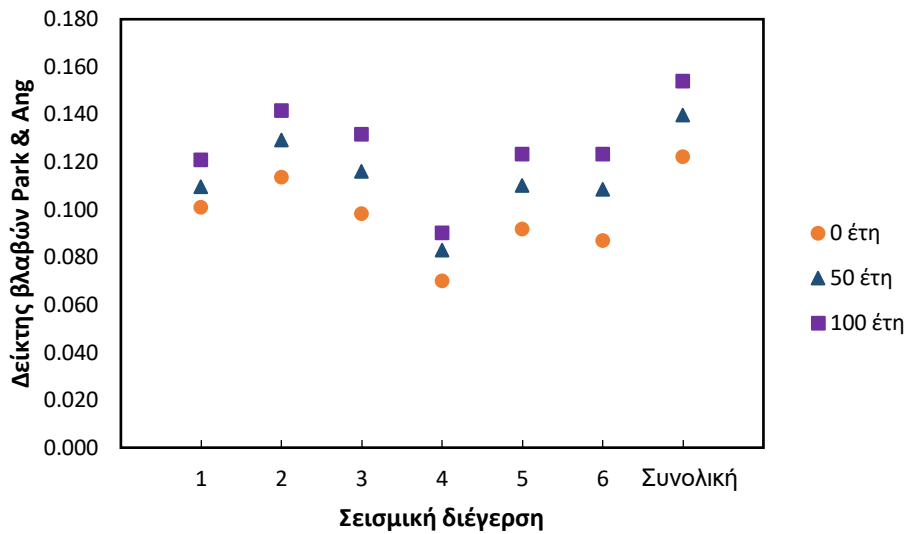


Εικόνα 3.58 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας είχαν αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας ενώ και η μέγιστη μετακίνηση παρουσίασε αύξηση μετά την πρώτη διέγερση. Οι τιμές της υστερητικής ενέργειας παρόλο που μειώνονται για την πρώτη σεισμική διέγερση για την γέφυρα 50 και 100 ετών, στη συνέχεια για τις υπόλοιπες διεγέρσεις οι τιμές της αυξάνονται. Ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (ML2) και για τα τρία σενάρια (γέφυρα 0, 50 και 100 ετών) ενώ η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη βλαβών σημειώθηκε για την έκτη σεισμική διέγερση (ML6).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.12 και σημείωσε αύξηση 14.5% και 26.1% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Εικόνα 3.59, Πίνακας 7.33). Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία αυξήθηκε κατά 3.6% για την γέφυρα 50 ετών και κατά 3.8% για την γέφυρα 100 ετών (Πίνακας 7.34). Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 17.2% και κατά 39% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.35).

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλοτήτων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.5.1).

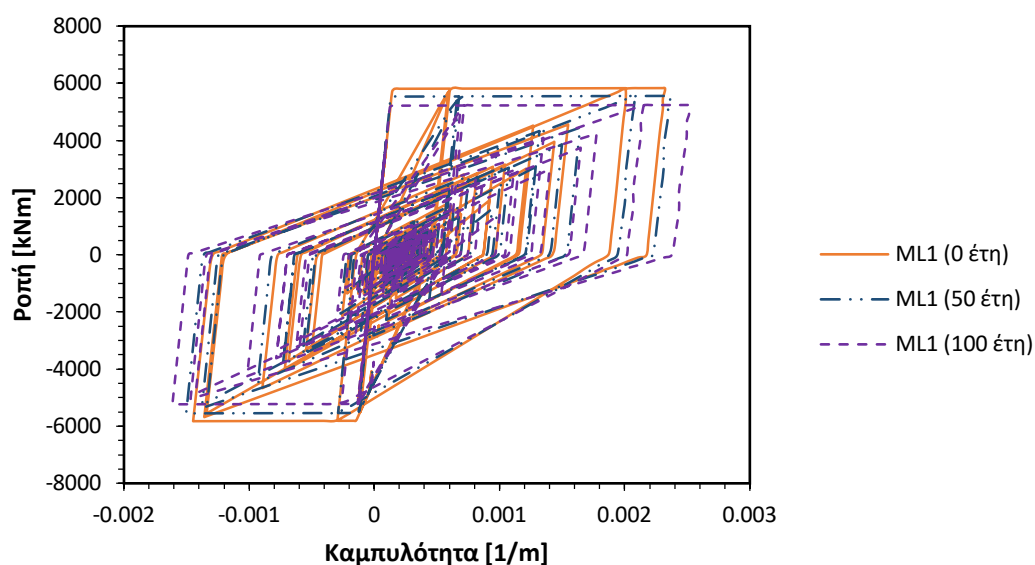


Εικόνα 3.59 Δείκτης βλαβών Park &amp; Ang για την κορυφή του υποστυλώματος Δ.

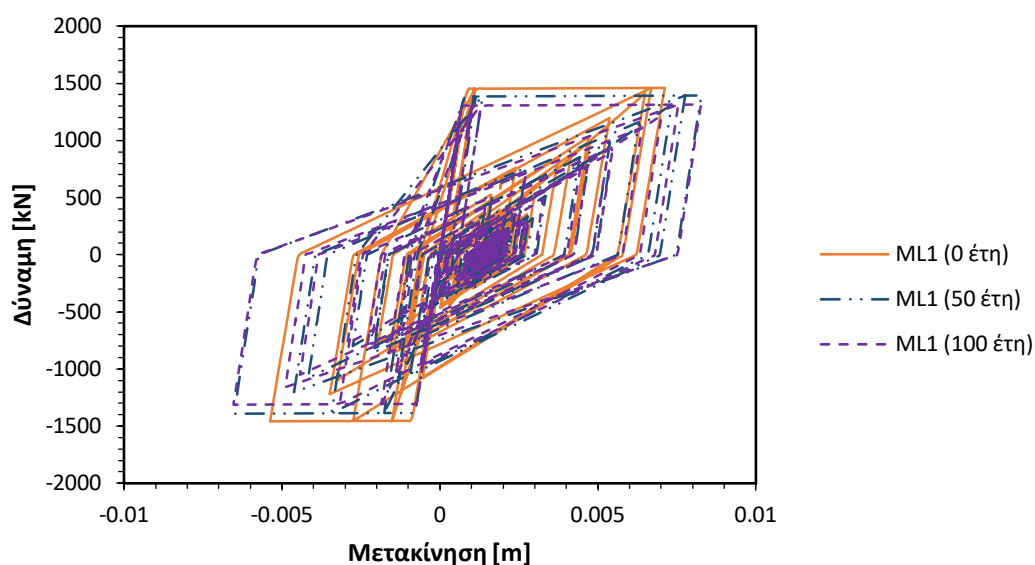
#### 3.4.4.ii Βάση υποστυλώματος Δ

Στην Εικόνα 3.60 απεικονίζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής-στροφής που προκλήθηκαν από την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) στην κορυφή του υποστυλώματος Α, για γέφυρα 0, 50 και 100 ετών. Όπως φαίνεται οι βρόχοι έχουν την αναμενόμενη συμπεριφορά με το μέγεθος της καμπυλότητας να αυξάνεται για μικρότερες τιμές ροπής για το σενάριο των 50 ετών και των 100 ετών. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τους βρόχους υστέρησης δύναμης-μετακίνησης και στην Εικόνα 3.61.

Ο δείκτης βλαβών (Εικόνα 3.62) για την πρώτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (ML1) ήταν 0.11 για την άθικτη γέφυρα (0 ετών) και σημείωσε αύξηση 6.2% και 8.6% για την γέφυρα 50 ετών και 100 ετών, αντίστοιχα. Η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε από την κατασκευή αυξήθηκε κατά 6.3% και μειώθηκε κατά 0.9% για τη γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα, ενώ παράλληλα η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 12.9% και κατά 24.8% για γέφυρα 50 ετών και για γέφυρα 100 ετών, αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπυλότητα σε απόλυτη τιμή ( $\varphi_m$ ) που προκλήθηκε από την πρώτη σεισμική διέγερση στην κορυφή του υποστυλώματος Α αυξήθηκε κατά 1.9% για τη γέφυρα 50 ετών και κατά 8.4% για την γέφυρα 100 ετών. Η μέγιστη μετακίνηση σε απόλυτη τιμή ( $\delta_m$ ) μειώθηκε κατά 16.2% για γέφυρα 50 ετών και αυξήθηκε κατά 16% για την γέφυρα 100 ετών.



Εικόνα 3.60 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).



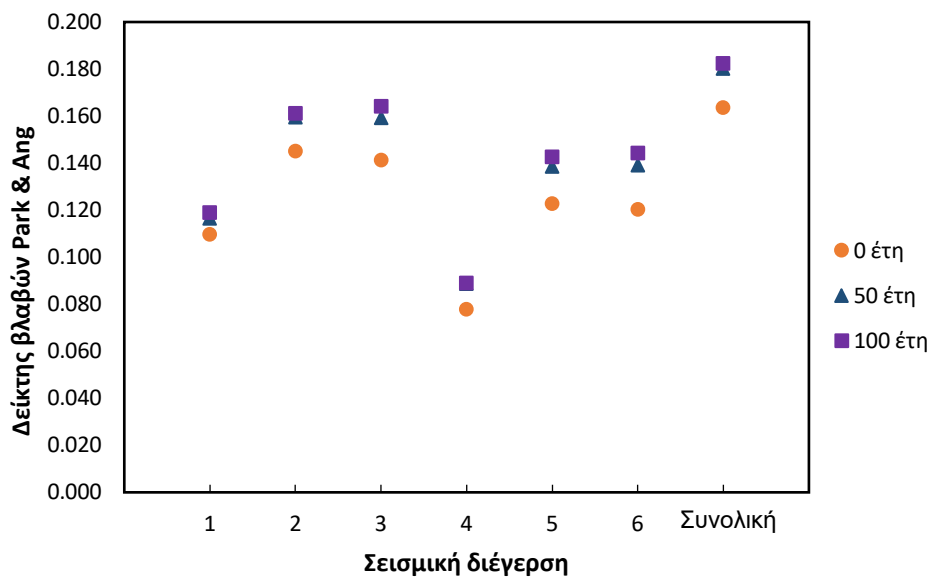
Εικόνα 3.61 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 1).

Οι τιμές του δείκτη βλαβών, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας, της μέγιστης καμπυλότητας είχαν αύξηση και για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της σεισμικής ακολουθίας ενώ και η μέγιστη μετακίνηση παρουσίασε αύξηση για τις τέσσερις πρώτες διεγέρσεις και έπειτα μείωση για τις τελευταίες δύο. Οι τιμές της υστερητικής ενέργειας παρόλο που αυξήθηκαν για την πρώτη σεισμική διέγερση για την γέφυρα 50 ετών στη συνέχεια για τις υπόλοιπες διεγέρσεις οι τιμές της μειώθηκαν για γέφυρα 50 και 100 ετών. Ο μέγιστος δείκτης βλαβών παρουσιάστηκε στη δεύτερη σεισμική διέγερση (ML2) για την άθικτη γέφυρα και για γέφυρα 50 ετών, ενώ στη γέφυρα 100 ετών ο μέγιστος δείκτης βλαβών εμφανίστηκε στην τρίτη

διέγερση. Η μεγαλύτερη αύξηση του δείκτη βλαβών σημειώθηκε για την έκτη σεισμική διέγερση (ML6).

Ο δείκτης βλαβών για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία αρχικά για την άθικτη γέφυρα ήταν ίσος με 0.16 και σημείωσε αύξηση 10.2% και 11.5% για γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Εικόνα 3.62, Πίνακας 7.38). Η υστερητική ενέργεια για όλη την ακολουθία μειώθηκε κατά 5.5% για την γέφυρα 50 ετών και κατά 15.2% για την γέφυρα 100 ετών (Πίνακας 7.39). Η συνολική απαίτηση πλαστιμότητας από την ακολουθία αυξήθηκε κατά 23.2% και κατά 34.8% για την γέφυρα 50 και 100 ετών, αντίστοιχα (Πίνακας 7.40).

Τα διαγράμματα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας και δύναμης-μετακίνησης για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις καθώς και πίνακες με τις ακριβείς τιμές του δείκτη βλαβών, της υστερητικής ενέργειας, της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας και των μέγιστων καμπυλοτήτων και μετατοπίσεων βρίσκονται στο Παράρτημα (7.5.2).



Εικόνα 3.62 Δείκτης βλαβών Park & Ang για την βάση του υποστυλώματος Δ.

## 4 Ανάλυση αποτελεσμάτων

### 4.1 Διάβρωση

#### 4.1.1 Εκκίνηση διάβρωσης

Γίνεται εμφανές από τα αποτελέσματα του προσομοιώματος της διάβρωσης ότι υπάρχει μια γενική τάση αύξησης του χρόνου εκκίνησης της διάβρωσης με την αύξηση της επικάλυψης σκυροδέματος. Παρατηρείται ότι για το υποστύλωμα Γ όπου η επικάλυψη σκυροδέματος ήταν 30mm ότι ο χρόνος εκκίνησης της διάβρωσης ήταν μικρότερος σε σχέση με τα υποστυλώματα Α και Β, τα οποία βρίσκονταν στην ίδια απόσταση από την ακτογραμμή. Κάτι τέτοιο είναι λογικό, αφού η μικρότερη επικάλυψη σκυροδέματος επιτρέπει την ταχύτερη διείσδυση των παραγόντων που καταστρέφουν την παθητική προστατευτική μεμβράνη του χάλυβα οδηγώντας στην εκκίνηση της ενεργού διάβρωσης.

Αξίζει να σημειωθεί επίσης ότι ο χρόνος εκκίνησης επηρεάζεται σημαντικά και από τον λόγο νερού-τσιμέντου. Η σχέση τους είναι αντιστρόφως ανάλογη, δηλαδή ο χρόνος εκκίνησης της διάβρωσης αυξάνεται όσο μειώνεται ο λόγος νερού-τσιμέντου. Αυτό φαίνεται και από τα αποτελέσματα των υποστυλωμάτων Α και Β τα οποία βρίσκονται στην ίδια απόσταση από την ακτογραμμή και έχουν την ίδια επικάλυψη σκυροδέματος, παρουσιάζουν όμως μια έντονη διαφορά στον χρόνο εκκίνησης της διάβρωσης. Ακόμη γίνεται εμφανές από τα αποτελέσματα που προκύπτουν για το υποστύλωμα Δ ότι η απόσταση από την ακτογραμμή είναι κρίσιμος παράγοντας για τον καθορισμό του χρόνου εκκίνησης της διάβρωσης. Το υποστύλωμα Δ έχει τα ίδια χαρακτηριστικά με το υποστύλωμα Β, δηλαδή λόγο νερού-τσιμέντου ίσο με 0.5 και επικάλυψη σκυροδέματος 40 mm, βρίσκεται όμως περίπου 100 μέτρα από την ακτογραμμή. Κατά συνέπεια, η συσσώρευση της κρίσιμης ποσότητας χλωριδίων για την εκκίνηση της διάβρωσης χρειάζεται περισσότερο χρόνο αφού η επιφανειακή συγκέντρωση των χλωριδίων είναι μικρότερη σε μεγαλύτερες αποστάσεις από την ακτογραμμή.

Από τα παραπάνω προκύπτει πως μια τέτοια αύξηση στην απόσταση φαίνεται να έχει μεγαλύτερη επίδραση από την μείωση του λόγου νερού-τσιμέντου καθώς το υποστύλωμα Δ παρουσιάζει μεγαλύτερο χρόνο εκκίνησης από το υποστύλωμα Α.

#### 4.1.2 Δημιουργία ρωγμών

Ο χρόνος πρώτης εμφάνισης ρωγμών μεγαλώνει όσο αυξάνεται και ο χρόνος εκκίνησης της διάβρωσης. Επί της ουσίας όμως, ο χρόνος πρώτης εμφάνισης ρωγμών για τα μέλη με ίδια επικάλυψη και λόγο νερού-τσιμέντου (Β και Δ) είναι ίδιος αν μετρηθεί με αφετηρία τον χρόνο εκκίνησης της διάβρωσης. Παρά την μεγάλη διαφορά στον χρόνο εκκίνησης της διάβρωσης των υποστυλωμάτων Β και Δ, (6.4 και 30.8, αντίστοιχα), οι πρώτες ρωγμές εμφανίστηκαν 3 έτη μετά την εκκίνηση της διάβρωσης και για τα δύο μέλη. Το ίδιο ισχύει και για τον χρόνο μέχρι την έντονη δημιουργία ρωγμών, ο οποίος είναι και για τα δύο μέλη περίπου 11 έτη.

Ο μικρότερος χρόνος εκκίνησης ρωγμών εμφανίστηκε όπως ήταν αναμενόμενο για το υποστύλωμα Γ, το οποίο διαθέτει την μικρότερη επικάλυψη σκυροδέματος. Εξαιτίας αυτού του γεγονότος, η κρίσιμη ποσότητα προϊόντων διάβρωσης που απαιτείται για να ξεπεραστεί από τις πιέσεις που ασκούν στην επικάλυψη η εφελκυστική αντοχή της είναι μικρότερη, συνεπώς συσσωρεύεται ταχύτερα, ιδιαίτερα αν ληφθεί υπόψη και ο αυξημένος ρυθμός

διάβρωσης του υποστυλώματος Γ ο οποίος θα σχολιαστεί μετέπειτα. Κατ' αναλογία τον μεγαλύτερο χρόνο εκκίνησης ρωγμών εμφάνισε το υποστύλωμα Α το οποίο αν και είχε ίδιο πάχος επικάλυψης με τα μέλη Β και Δ, ο λόγος νερού-τσιμέντου για το σκυρόδεμα του μέλους Α ήταν μικρότερος (ίσος με 0.4) αφού το σκυρόδεμα ήταν διαφορετικό από ότι για τα άλλα μέλη (5000 psi) και κατά συνέπεια η εφελκυστική αντοχή της επικάλυψης σκυροδέματος ήταν μεγαλύτερη. Σε συνδυασμό με τους μειωμένους ρυθμούς διάβρωσης το υποστύλωμα Α ήταν αναμενόμενο να εμφανίσει αυξημένους χρόνους εκκίνησης ρωγμών και έντονων ρωγμών. Γενικά λοιπόν, ο χρόνος εμφάνισης ρωγμών και ο χρόνος εμφάνισης έντονων ρωγμών, εφόσον η διάβρωση έχει ξεκινήσει, είναι ανεξάρτητος από την απόσταση του μέλους από την ακτογραμμή και εξαρτάται από τις ιδιότητες του σκυροδέματος, το πάχος της επικάλυψης και τον ρυθμό διάβρωσης.

#### 4.1.3 Ρυθμός διάβρωσης

Η γενική εικόνα που παρουσιάζει ο ρυθμός της διάβρωσης ανεξάρτητα του υποστυλώματος είναι η πτώση του ρυθμού κατά τα πρώτα έτη μέχρι την εμφάνιση των πρώτων ρωγμών που ακολουθείται από μια αύξηση του ρυθμού μέχρι την χρονική στιγμή της εκκίνησης της έντονης δημιουργίας ρωγμών όπου και ο ρυθμός έχει φτάσει στο μέγιστο και εν συνεχεία έχει πτωτική τάση εξαιτίας της μεγάλης πλέον συσσώρευσης προϊόντων που δρουν ανασταλτικά και προστατευτικά έναντι της διάβρωσης. Ο ρυθμός κατά την εκκίνηση είναι άμεσα εξαρτώμενος από τον λόγο νερού-τσιμέντου και όσο μεγαλύτερος είναι τόσο πιο γρήγορα ακολουθεί η εμφάνιση των ρωγμών στην επικάλυψη σκυροδέματος, αφού ο ρυθμός διάβρωσης είναι άμεσα σχετιζόμενος με τον ρυθμό παραγωγής προϊόντων διάβρωσης.

Το υποστύλωμα Γ το οποίο είχε και την μικρότερη επικάλυψη σκυροδέματος εμφάνισε τον μεγαλύτερο ρυθμό εκκίνησης και τον μεγαλύτερο μέγιστο ρυθμό κατά την εκκίνηση της έντονης δημιουργίας ρωγμών από όλα τα υποστυλώματα. Ακολουθώντας τα υποστυλώματα Β και Δ, εμφάνισαν τις ίδιες τιμές για τον ρυθμό της διάβρωσης όμως σε διαφορετικούς χρόνους εξαιτίας του διαφορετικού χρόνου εκκίνησης. Αυτό οφείλεται στο ότι η τιμή του ρυθμού διάβρωσης κατά την εκκίνηση δεν εξαρτάται από την απόσταση από την ακτογραμμή, η οποία είναι και η ειδοποιός διαφορά των υποστυλωμάτων Β και Δ, και ακολούθως όλες οι τιμές του ρυθμού καθ' όλη την διάρκεια της διάβρωσης είναι συνάρτηση της τιμής του αρχικού ρυθμού διάβρωσης. Τον μικρότερο αρχικό ρυθμό διάβρωσης εμφανίζει το υποστύλωμα Α, επειδή ο λόγος νερού τσιμέντου είναι μειωμένος και άρα εμφανίζει και τον μικρότερο μέγιστο ρυθμό διάβρωσης σε σχέση με τα υπόλοιπα μέλη.

#### 4.1.4 Εμβαδόν διατομής

Η απώλεια εμβαδού διατομής είναι αποτέλεσμα της μείωσης της διαμέτρου του οπλισμού εξαιτίας της διάβρωσης. Εξαρτάται από τον τύπο της διάβρωσης δηλαδή αν είναι τοπική ή γενική διάβρωση και από τον ρυθμό διάβρωσης. Σε δεύτερη φάση εξαρτάται και από την χρονική διάρκεια της διάβρωσης αφού όσο περισσότερο καιρό διαβρώνεται ο οπλισμός τόσο μεγαλύτερη είναι και απώλεια εμβαδού διατομής. Το υποστύλωμα Γ εμφανίζει την μεγαλύτερη απώλεια εμβαδού και για τον εγκάρσιο και για τον διαμήκη οπλισμό καθώς είναι το μέλος με τον υψηλότερο ρυθμό διάβρωσης. Ακολουθώντας, το υποστύλωμα Β που εμφανίζει τον δεύτερο υψηλότερο ρυθμό διάβρωσης έχει την αμέσως επόμενη μεγαλύτερη απώλεια εμβαδού και για τους δύο οπλισμούς. Το υποστύλωμα Δ παρουσιάζει στα 50 έτη λειτουργίας του μικρότερη απώλεια εμβαδού από το υποστύλωμα

Α. Εξαιτίας όμως του υψηλότερου ρυθμού διάβρωσης η σχέση αυτή αντιστρέφεται και στα 100 έτη λειτουργίας το υποστύλωμα Δ παρουσιάζει μεγαλύτερη απώλεια εμβαδού διατομής από το υποστύλωμα Α.

#### 4.1.5 Ποσοστό διάβρωσης

Το ποσοστό της διάβρωσης έχει ιδιαίτερη σημασία για την ποσοτικοποίηση των βλαβών που προκαλεί η διάβρωση στις μηχανικές ιδιότητες του οπλισμού. Στην παρούσα διερεύνηση αποτιμάται σε δύο χρονικές στιγμές, στα 50 και στα 100 έτη και εξαρτάται άμεσα από την απώλεια εμβαδού διατομής του οπλισμού, από το αρχικό εμβαδόν διατομής του οπλισμού. Συνεπώς, τα αποτελέσματα για κάθε μέλος σε αυτή τη φάση αφορούν ξεχωριστά τον εγκάρσιο και τον διαμήκη οπλισμό. Έμμεσα το ποσοστό διάβρωσης εξαρτάται από τον ρυθμό διάβρωσης και φυσικά από τη χρονική διάρκεια που το μέλος βρίσκεται σε συνθήκες διάβρωσης.

Συγκρίνοντας τα υποστυλώματα Δ και Α, τα οποία εμφανίζουν τον μεγαλύτερο χρόνο εκκίνησης, γίνεται αντιληπτό ότι για το υποστύλωμα Δ το οποίο εμφανίζει τον μεγαλύτερο χρόνο εκκίνησης ότι το ποσοστό διάβρωσης είναι ελάχιστα μικρότερο στα 50 έτη τόσο για τον εγκάρσιο όσο και για τον διαμήκη οπλισμό. Όμως, για τα 100 έτη παρατηρείται το αντίθετο και το ποσοστό διάβρωσης των οπλισμών του υποστυλώματος Δ είναι μεγαλύτερο. Αυτό συμβαίνει επειδή το υποστύλωμα Δ παρόλο που διαβρωνόταν για λιγότερο χρονικό διάστημα από το υποστύλωμα Α, είχε μεγαλύτερο ρυθμό διάβρωσης του οπλισμού και κατά συνέπεια όταν συγκρίνονται τα δύο μέλη στα 100 έτη λειτουργίας, το ποσοστό διάβρωσης του υποστυλώματος Δ ξεπερνάει αυτό του υποστυλώματος Α.

Το μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης παρουσιάστηκε στο υποστύλωμα Γ, με τιμή μάλιστα που πλησίασε το 100% για τον εγκάρσιο οπλισμό, στην οποία τιμή υπάρχει επιφύλαξη καθώς μοιάζει αρκετά υπερβολική. Είναι απόλυτα λογικό το υποστύλωμα Γ να παρουσιάσει το μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης καθώς είχε τον πιο μικρό χρόνο εκκίνησης και ταυτόχρονα των μεγαλύτερο ρυθμό διάβρωσης. Το αμέσως μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης εμφάνισε για τους αντίστοιχους λόγους το υποστύλωμα Β.

#### 4.1.6 Αντοχή χάλυβα

Η μείωση της αντοχής του χάλυβα εξαρτάται τελικώς από το ποσοστό διάβρωσης του οπλισμού. Έμμεσα όμως εξαρτάται από όλες τις παραμέτρους που εξαρτάται το ποσοστό διάβρωσης, δηλαδή την απώλεια εμβαδού, τον ρυθμό διάβρωσης και τη χρονική διάρκεια της διάβρωσης.

Το υποστύλωμα Γ έχοντας το ψηλότερο ποσοστό διάβρωσης παρουσιάζει και την μεγαλύτερη μείωση αντοχής στον οπλισμό του και έπειτα ακολουθεί το υποστύλωμα Β. Τα υποστυλώματα Δ και Α ακολουθούν την ίδια σχέση με αυτή για το ποσοστό διάβρωσης, δηλαδή στα 50 έτη λειτουργίας η μείωση αντοχής είναι μεγαλύτερη για το μέλος Α, ενώ στα 100 έτη λειτουργίας το μέλος Δ παρουσιάζει την μεγαλύτερη μείωση αντοχής στον οπλισμό.

### 4.2 Υπερωθητικές αναλύσεις

Τα αποτελέσματα των υπερωθητικών αναλύσεων στη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Υπάρχει μια γενική τάση μείωσης των τιμών ροπών-πλαστικών στροφών διαρροής καθώς και δύναμης-πλαστικής μετακίνησης διαρροής για τα σενάρια γέφυρας 50 και 100 ετών σε κάθε υποστύλωμα.



Αντιθέτως, η μείωση των τιμών ροπών-πλαστικών στροφών αστοχίας και δύναμης-πλαστικής μετακίνησης αστοχίας δεν συμβαίνει για όλα τα υποστυλώματα στο σενάριο γέφυρας 100 ετών. Τα υποστυλώματα Β και Γ δεν παρουσιάζουν μείωση στην τιμή της πλαστικής στροφής αστοχίας, αν και η τιμή αυτή επιτυγχάνεται σε μικρότερη τιμή ροπής. Σύμφωνα με τα ευρήματα των [Panchireddi και Ghosh, 2019], η τιμή πλαστικής στροφής στο σημείο αστοχίας θα έπρεπε να είναι μικρότερη όσο περισσότερο διαβρωμένη είναι μια γέφυρα. Πιθανότατα αυτό οφείλεται στις παραδοχές του λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε και συγκεκριμένα όσον αφορά την εισαγωγή στην προσομοίωση της γέφυρας των προεπιλεγμένων (default) τύπων πλαστικών αρθρώσεων (hinges).

#### 4.2.1 Άθικτη γέφυρα

Το υποστύλωμα Β είναι το πιο ευάλωτο υποστύλωμα για το σενάριο της άθικτης γέφυρας τόσο όσο αφορά τις τιμές ροπής διαρροής όσο και τις τιμές ροπής αστοχίας στην πλαστική άρθρωση που σχηματίζεται στην κορυφή και στη βάση, ενώ ακολουθεί το υποστύλωμα Γ. Για τα υποστυλώματα Α και Δ, αν και τα δύο είναι πιο ανθεκτικά από τα άλλα, αν συγκριθούν μεταξύ τους φαίνεται πως το υποστύλωμα Α είναι πιο ανθεκτικό από το Δ όσον αφορά τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στη βάση του υποστυλώματος, αντιθέτως όμως, το υποστύλωμα Δ είναι πιο ανθεκτικό από το υποστύλωμα Α όσον αφορά τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στην κορυφή του υποστυλώματος.

#### 4.2.2 Γέφυρα 50 ετών

Το υποστύλωμα Γ είναι το πιο ευάλωτο υποστύλωμα για το σενάριο της γέφυρας 50 ετών, κι αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το υποστύλωμα Γ είναι αυτό που εμφανίζει το μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης στα 50 έτη της γέφυρας. Ακολουθεί το υποστύλωμα Β, το οποίο στο σενάριο της άθικτης γέφυρας ήταν εκείνο το πιο ευάλωτο υποστύλωμα, όμως παρουσιάζει μικρότερο ποσοστό διάβρωσης στα 50 έτη της γέφυρας. Τα αποτελέσματα είναι παρόμοια για τα υποστυλώματα Α και Δ με εκείνα για το σενάριο άθικτης γέφυρας και εξακολουθούν να είναι τα πιο ανθεκτικά υποστυλώματα με το υποστύλωμα Α να είναι ανθεκτικότερο στη βάση και το υποστύλωμα Δ στην κορυφή.

#### 4.2.3 Γέφυρα 100 ετών

Το υποστύλωμα Γ όπως είναι φυσικό αφού εμφανίζει πάλι το μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης, εξακολουθεί να είναι το πιο ευάλωτο υποστύλωμα και για το σενάριο της γέφυρας 100 ετών, ενώ το υποστύλωμα Β είναι το αμέσως λιγότερο ευάλωτο. Για τα υποστυλώματα Α και Δ οι υπερωθητικές αναλύσεις στη γέφυρα 100 ετών υποδεικνύουν ότι το υποστύλωμα Α είναι πιο ανθεκτικό από το Δ τόσο όσον αφορά τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στην κορυφή όσο και στη βάση του υποστυλώματος. Η παρατήρηση αυτή μπορεί να εξηγηθεί από γεγονός ότι το υποστύλωμα Δ παρουσιάζει μεγαλύτερο ποσοστό διάβρωσης για την γέφυρα 100 ετών από το υποστύλωμα Α.

### 4.3 Μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστοριών

#### 4.3.1 Άθικτη γέφυρα

Οι δυναμικές αναλύσεις στην άθικτη γέφυρα υποδεικνύουν ότι ο δείκτης βλαβών στις κορυφές των υποστυλωμάτων είναι μικρότερος από αυτόν στις βάσεις των υποστυλωμάτων. Ίσως κάτι τέτοιο δεν ήταν αρχικά αναμενόμενο καθώς οι υπερωθητικές αναλύσεις υπόδειξαν μεγαλύτερες τιμές διαρροής και αστοχίας στις βάσεις των υποστυλωμάτων από ότι στις πλαστικές αρθρώσεις κορυφής.

Παρόλο που ο δείκτης βλαβών για τις βάσεις των υποστυλωμάτων είναι μικρότερος, η υστερητική ενέργεια που αποσβέστηκε στις θέσεις εκείνες είναι μεγαλύτερη από ότι στις κορυφές των υποστυλωμάτων. Επίσης, η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας για όλη τη σεισμική ακολουθία είναι μικρότερη στην κορυφή των υποστυλωμάτων από ότι στη βάση τους.

Σύμφωνα με τις τιμές κατάταξης βλαβών που παρατίθενται στον Πίνακα 1.1, το επίπεδο βλάβης που παρουσιάζεται στα υποστυλώματα της άθικτης γέφυρας είναι μικρό ( $0.1 \leq D < 0.25$ ) και ουσιαστικά σε πραγματικές συνθήκες, η σεισμική ακολουθία θα δημιουργούσε μόνο ρωγμές χωρίς ουσιαστική υποβάθμιση της αντοχής των υποστυλωμάτων.

#### 4.3.2 Γέφυρα 50 ετών

Για την γέφυρα 50 ετών παρατηρείται αρχικά ότι ο δείκτης βλαβών των υποστυλωμάτων για όλη τη σεισμική ακολουθία είναι αυξημένος σε σχέση με αυτόν που προέκυψε από την σεισμική ακολουθία στην άθικτη γέφυρα. Επίσης, ο δείκτης βλαβών εξακολουθεί να είναι μεγαλύτερος στις βάσεις των υποστυλωμάτων από ότι στις κορυφές τους. Παρατηρείται όμως ότι η ποσοστιαία αύξηση του δείκτη βλαβών από τη σεισμική διέγερση στο έτος 0 (άθικτη γέφυρα) σε εκείνον στο έτος 50 είναι σημαντικά μεγαλύτερη για τις θέσεις στις κορυφές των υποστυλωμάτων από ότι στις βάσεις.

Η υστερητική ενέργεια για την γέφυρα 50 ετών είναι και πάλι μεγαλύτερη στη βάση των υποστυλωμάτων και έχει μειωθεί σε αυτές τις θέσεις σε σχέση με την τιμή που είχε για άθικτη γέφυρα. Αντιθέτως, πέραν του υποστυλώματος Γ, στις κορυφές των υποστυλωμάτων δεν υπάρχει μείωση της τιμής της υστερητικής ενέργειας.

Η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας γενικά αυξάνεται εξαιτίας της σεισμικής ακολουθίας στη γέφυρα 50 ετών. Δεν συμβαδίζει όμως με τα προηγούμενα αποτελέσματα για την άθικτη γέφυρα, όπου οι τιμές της ήταν μεγαλύτερες στις βάσεις των υποστυλωμάτων. Στην περίπτωση της γέφυρας 50 ετών, οι τιμές της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας στις κορυφές των υποστυλωμάτων είναι μικρότερη από εκείνη στις βάσεις μόνο για τα υποστυλώματα Β και Δ, ενώ για τα υποστυλώματα Α και Γ είναι μεγαλύτερη. Η ποσοστιαία αύξηση μεταξύ της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας που προκαλεί η σεισμική ακολουθία στην άθικτη γέφυρα και στη γέφυρα 50 ετών είναι πολύ μεγαλύτερη στις κορυφές των υποστυλωμάτων από ότι στις βάσεις. Συνδυαστικά με τα αποτελέσματα για τον δείκτη βλαβών υποδεικνύεται ότι η διάβρωση επηρέασε περισσότερο την ανθεκτικότητα στις κορυφές των υποστυλωμάτων.

Η αύξηση του δείκτη βλαβών στο σενάριο της γέφυρας 50 ετών αν και είναι αισθητή δεν είναι αρκετή ώστε η κατηγορία υλικών βλαβών του Πίνακα 1.1 να αλλάξει, και οι βλάβες που δημιουργεί η σεισμική ακολουθία εξακολουθούν να είναι τοπικές ρωγμές και να χαρακτηρίζονται ως μικρές.

### 4.3.3 Γέφυρα 100 ετών

Στο σενάριο της γέφυρας 100 ετών τα αποτελέσματα για τα υποστυλώματα Α και Δ είναι καταλληλότερα για την κατανόηση της επίδρασης της διάβρωσης από ότι αυτά των υποστυλωμάτων Β και Γ, καθώς κατά την υπερωθητική ανάλυση από όπου και εξήχθησαν οι τιμές για τον καθορισμό της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων (ενότητα 2.1.6.ii) υπήρξαν αποτελέσματα τα οποία δεν ήταν τα αναμενόμενα για τα υποστυλώματα Β και Γ (ενότητες 3.3.2 και 3.3.3). Αυτό είχε ως αποτέλεσμα οι τιμές του δείκτη βλαβών να επηρεαστούν σημαντικά και στην περίπτωση των υποστυλωμάτων Β και Γ ο δείκτης βλαβών που προέκυψε από τη σεισμική ακολουθία για γέφυρα 100 ετών να είναι μικρότερος από εκείνον για γέφυρα 50 ετών. Αυτή η συμπεριφορά παρατηρείται και στη βάση αλλά και στην κορυφή των υποστυλωμάτων Β και Γ. Τα υποστυλώματα Α και Δ όμως, στα οποία οι υπερωθητικές αναλύσεις έδωσαν πιο σωστά αποτελέσματα είναι ξεκάθαρο ότι ο δείκτης βλαβών για την γέφυρα 100 ετών είναι μεγαλύτερος από αυτόν για γέφυρα 50 ετών. Εξακολουθεί να είναι μεγαλύτερος στη βάση των υποστυλωμάτων, όμως η ποσοστιαία αύξηση του δείκτη βλαβών είναι μεγαλύτερη στις κορυφές των υποστυλωμάτων.

Η υστερητική ενέργεια δεν έχει επηρεαστεί από το σφάλμα της υπερωθητικής ανάλυσης. Φαίνεται ότι για τις κορυφές των υποστυλωμάτων Α και Γ υπάρχει μείωση της τιμής της και σημειώνεται μια μικρή αύξηση στο υποστυλώμα Β και μια μεγαλύτερη αύξηση στο υποστυλώμα Δ. Στις βάσεις των υποστυλωμάτων η υστερητική ενέργεια μειώνεται περισσότερο από το σενάριο της άθικτης γέφυρας αλλά και της γέφυρας 50 ετών.

Η μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας όπως και πριν στο σενάριο 50 ετών είναι μεγαλύτερη στις θέσεις των κορυφών για τα υποστυλώματα Α και Γ, σε σχέση με την μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στις βάσεις τους, ενώ για τα υποστυλώματα Β και Δ ισχύει το αντίθετο. Η ποσοστιαία αύξηση παρόλα αυτά της τιμής της μέγιστης απαίτησης πλαστιμότητας στις κορυφές των υποστυλωμάτων ήταν πολύ μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αύξηση στις βάσεις.

Παρόλη την αύξηση των βλαβών που προκαλεί η σεισμική ακολουθία στην ακόμα πιο διαβρωμένη γέφυρα των 100 ετών, γίνεται και πάλι αντιληπτό ότι ο δείκτης βλαβών εξακολουθεί να βρίσκεται σε μικρό επίπεδο και επί της ουσίας οι βλάβες είναι τοπικές ρωγμές χωρίς σημαντική υποβάθμιση της ανθεκτικότητας.

## 4.4 Αδυναμίες μεθοδολογίας

Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία προφανώς χρησιμοποιεί ορισμένες απλοποιήσεις στο πρόβλημα που εξετάζεται. Αρχικά, η χρήση του προσομοιώματος της ομοιόμορφης διάβρωσης θεωρείται ότι δεν αντιπροσωπεύει την πραγματική μορφή της διάβρωσης που προκαλούν τα χλωρίδια στον οπλισμό. Επίσης, δεν λαμβάνονται υπόψη οι πιθανές επεμβάσεις συντήρησης/αναβάθμισης που γίνονται σε μια κατασκευή με σκοπό την πρόληψη ή και την αντιμετώπιση του φαινομένου αυτού. Η ομοιόμορφη διάβρωση έχει χρησιμοποιηθεί καθολικά σε κάθε ράβδο οπλισμού των υποστυλωμάτων που εξετάζονται, συνεπώς ο διαμήκης αλλά και ξεχωριστά ο εγκάρσιος οπλισμός σε κάθε υποστυλώμα εμφανίζει το ίδιο ποσοστό διάβρωσης για όλες τις ράβδους. Έχει επιλεγεί να εξεταστούν μονάχα τέσσερα υποστυλώματα σε συνθήκες διάβρωσης, ενώ τα υπόλοιπα υποστυλώματα παραμένουν στην άθικτη κατάσταση. Αυτό μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα καθώς εν τέλει δώδεκα από τα δεκάξι υποστυλώματα της γέφυρας διατηρούν την αρχική τους αντοχή ακόμη και στις αναλύσεις για γέφυρα 50 και 100

ετών. Ακόμη μια αδυναμία της μεθόδου είναι ότι δεν εξετάζονται οι συνέπειες της διάβρωσης στην ανθεκτικότητα του σκυροδέματος.

## 5 Συμπεράσματα

Η ατμοσφαιρική έκθεση γεφυρών οπλισμένου σκυροδέματος σε παραθαλάσσια περιβάλλοντα προκαλεί τη διάβρωση του οπλισμού των μελών εξαιτίας της επαφής τους με το θαλάσσιο νέφος στο οποίο εμπεριέχονται ιόντα χλωρίου. Όσο πιο κοντά βρίσκεται η γέφυρα στην ακτογραμμή, η διάβρωση εμφανίζεται ακόμη ταχύτερα και εντονότερα. Η χρήση καλής ποιότητας σκυροδέματος και η επαρκής επικάλυψη των οπλισμών μειώνει σημαντικά το χρόνο εμφάνισης διάβρωσης αλλά και το ποσοστό διάβρωσης του οπλισμού. Σε περίπτωση που το σκυρόδεμα είναι χαμηλής ποιότητας ή/και η επικάλυψη σκυροδέματος είναι ανεπαρκής η διάβρωση μπορεί να ξεκινήσει πολύ νωρίς στο χρόνο ζωής μια γέφυρας.

Η διάβρωση προκαλεί μείωση στο εμβαδό διατομής του οπλισμού ενώ ταυτόχρονα μεταβάλλει τις μηχανικές του ιδιότητες. Επιπροσθέτως, εξαιτίας του μεγαλύτερου όγκου των προϊόντων της διάβρωσης σε σχέση με το αρχικό μέταλλο, τα προϊόντα ασκούν εφελκυστικές τάσεις στην επιφάνεια του σκυροδέματος και προκαλούν τη δημιουργία ρωγμών οι οποίες αν και ξεκινούν με πολύ μικρό πλάτος μεγεθύνονται αρκετά γρήγορα. Οι ρωγμές αυτές διευκολύνουν τη διείσδυση των επιβλαβών παραγόντων (υγρασία, χλωρίδια, κτλ.) και συνεπώς η διάβρωση εξαπλώνεται γρηγορότερα. Η δημιουργία ρωγμών και η αύξηση του πλάτους τους μπορεί να προκαλέσει αποφλοίωση της επικάλυψης σκυροδέματος και σε συνδυασμό με τη διάβρωση του οπλισμού περίσφιξης ενδέχεται να οδηγήσει σε μείωση της ανθεκτικότητας του σκυροδέματος του πυρήνα και να υποβαθμίσει τη συνολική αντοχή του μέλους.

Η αριθμητική ανάλυση στην παρούσα εργασία αφορά τη σεισμική καταπόνηση μιας γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος σε τρεις χρονικές φάσεις, όταν είναι άθικτη, στα 50 έτη και στα 100 έτη, και εξετάζει τις επιπτώσεις της διάβρωσης του οπλισμού στη μη γραμμική συμπεριφορά τεσσάρων υποστυλωμάτων από τη σκοπιά της μείωσης του εμβαδού διατομής του και της μείωσης των μηχανικών ιδιοτήτων ενώ δεν λαμβάνει υπόψη την απομείωση των ιδιοτήτων του σκυροδέματος.

Για την αποτίμηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων, ήταν απαραίτητη η διεξαγωγή μη γραμμικών στατικών υπερωθητικών αναλύσεων με σκοπό την εξέταση του μηχανισμού δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Οι υπερωθητικές αναλύσεις έδειξαν ότι η διάβρωση επηρεάζει ξεκάθαρα και λειτουργεί επιβαρυντικά στον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Όσο περισσότερο διαβρωμένος είναι ο οπλισμός ενός μέλους, τόσο περισσότερο μειώνεται η ανθεκτικότητα του και οι πλαστικές αρθρώσεις στη βάση και στην κορυφή του υποστυλώματος δημιουργούνται ευκολότερα.

Όσον αφορά της σεισμική διέγερση προτιμήθηκε αντί ενός μεμονωμένου σεισμικού γεγονότος να εξεταστεί η συμπεριφορά της γέφυρας - και πιο συγκεκριμένα των υποστυλωμάτων που εξετάζονται σε μια σεισμική ακολουθία - ένα φαινόμενο καθόλου σπάνιο. Η υστερητική ενέργεια που αποσβένεται στην κατασκευή σύμφωνα με άλλες μελέτες [Panchireddi και Ghosh, 2019], αναμένεται να μειωθεί όσο η διάβρωση εξελίσσεται στον οπλισμό των μελών της. Για τη σεισμική ακολουθία που εξετάστηκε στην παρούσα εργασία, τα αποτελέσματα στις βάσεις των υποστυλωμάτων δείχνουν ότι σε εκείνες τις θέσεις η υστερητική ενέργεια μειώνεται. Αυτό το εύρημα είναι αντίστοιχο με τα πορίσματα της μελέτης που προαναφέρθηκε. Στις κορυφές των υποστυλωμάτων δεν υπήρχε η ίδια ακριβώς αντιστοιχία και για την γέφυρα 50 ετών σε όλα εκτός το υποστυλώμα Γ υπήρξε

αύξηση της υστερητικής ενέργειας, ενώ στη γέφυρα 100 ετών μόνο στα υποστυλώματα Α και Γ προέκυψε μείωση.

Ως εκ τούτου, σε γενικές γραμμές τα ευρήματα που αφορούν την υστερητική ενέργεια συνάδουν με αυτά της βιβλιογραφίας. Ακόμη μεγαλύτερη συνάφεια έχουν τα αποτελέσματα για τη μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας όπου χωρίς καμία εξαίρεση, στις κορυφές και στις βάσεις των υποστυλωμάτων υπήρξε αύξηση της τιμής της πράγμα που επίσης συμφωνεί με την βιβλιογραφία. Συνοπτικά, η παράμετρος που δείχνει το κατά πόσον το εκάστοτε υποστύλωμα επηρεάστηκε από την διάβρωση είναι η τιμή του δείκτη βλαβών. Ο δείκτης βλαβών εξαρτάται και από την θέση του εκάστοτε υποστυλώματος, συνεπώς θα ήταν αδόκιμο να συγκριθούν οι δείκτες βλαβών μεταξύ των διαφορετικών υποστυλωμάτων, και ένα συμπέρασμα π.χ., ότι το υποστύλωμα Γ εμφανίζει μεγαλύτερο δείκτη βλαβών από κάποιο άλλο υποστύλωμα εξαιτίας του ότι είναι το πλέον διαβρωμένο, δεν έχει νόημα. Περισσότερο θα πρέπει να εξεταστεί το κατά πόσο η θέση βάσης ή κορυφής του κάθε υποστυλώματος ξεχωριστά παρουσιάζει αυξήσεις ή μειώσεις στις τιμές του δείκτη βλαβών ή στις παραμέτρους που διαμορφώνουν την τελική τιμή του. Παρατηρώντας λοιπόν τα αποτελέσματα για κάθε υποστύλωμα σε κορυφή και βάση, ανεξαρτήτως του που βρίσκεται στη γέφυρα, γίνεται εμφανές ότι ο δείκτης βλαβών αυξάνεται εξαιτίας των συνεπειών της διάβρωσης στον χαλύβδινο οπλισμό.

Στο πλαίσιο μιας διπλωματικής εργασίας είναι αδύνατον να εξεταστούν όλοι οι παράγοντες που αφορούν ένα πρόβλημα. Δίνεται συνεπώς βάση σε μια αρχική προσέγγιση και κατανόηση του σύνθετου φαινομένου, με σκοπό και την μελλοντική εμβάθυνση και λεπτομερέστερη εξέταση. Με στόχο μια καλύτερη πιο ρεαλιστική προσομοίωση θα πρέπει να ληφθεί υπόψη από τον ερευνητή η πραγματική μη ομοιόμορφη μορφή της διάβρωσης, καθώς επίσης και η κατανομή αυτής στις ράβδους οπλισμού, η οποία μορφή ενδέχεται να επιφέρει εντελώς διαφορετικά αποτελέσματα στη σεισμική τρωτότητα μιας γέφυρας. Επίσης, καθώς στην παρούσα εργασία αμελούνται οι συνέπειες της διάβρωσης στο σκυρόδεμα, θα πρέπει να εξεταστούν και αυτές. Αξίζει επίσης να διερευνηθεί το κατά πόσο οι γέφυρες δέχονται την κατάλληλη συντήρηση, που αν συμβαίνει αρκετά συχνά μπορεί να μειώσει σημαντικά το πρόβλημα της διάβρωσης του οπλισμού.



## 6 Βιβλιογραφία

- Alonso, C. κ.ά. (1996) 'Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion', *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 31(211), 435–441.
- Angst, U. κ.ά. (2009) 'Critical chloride content in reinforced concrete - A review', *Cement and Concrete Research*, 39(12), 1122–1138.
- Bamforth, P. B. (1999) 'Derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials', *Magazine of Concrete Research*, 51(2), 87–96.
- Bamforth, P. B., Price, W. F. και Emerson, M. (1997) *An International Review of Chloride Ingress into Structural Concrete*.
- Bertolini, L. (2008) 'Steel corrosion and service life of reinforced concrete structures', *Structure and Infrastructure Engineering*, 4(2), 123–137.
- Cao, C., Cheung, M. M. S. και Chan, B. Y. B. (2013) 'Modelling of interaction between corrosion-induced concrete cover crack and steel corrosion rate', *Corrosion Science*, 69(24), 97–109.
- Cao, Y. κ.ά. (2019) 'Critical chloride content in reinforced concrete — An updated review considering Chinese experience', *Cement and Concrete Research*, 117(May 2018), 58–68.
- CEN (2005) 'European Standard EN19980-2:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges'. Brussels.
- Chen, D. και Mahadevan, S. (2008) 'Chloride-induced reinforcement corrosion and concrete cracking simulation', *Cement and Concrete Composites*, 30(3), 227–238.
- Chinese Institute of Construction Standardization. CECS 220 (2007) 'Code for durability assessment of concrete structures'. Beijing.
- Choe, D. E. κ.ά. (2008) 'Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion', *Reliability Engineering and System Safety*, 93(3), 383–393.
- Choe, D. E. κ.ά. (2009) 'Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion', *Structural Safety*, 31(4), 275–283.
- Cui, F. κ.ά. (2018) 'Seismic fragility analysis of deteriorating RC bridge substructures subject to marine chloride-induced corrosion', *Engineering Structures*, 155(October 2017), 61–72.
- Dong, Y. και Frangopol, D. M. (2015) 'Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties', *Engineering Structures*, 83, 198–208.
- Du, Y. G., Clark, L. A. και Chan, A. H. C. (2005) 'Residual capacity of corroded reinforcing bars', *Magazine of Concrete Research*, 57(3), 135–147.
- Duprat, F. (2007) 'Reliability of RC beams under chloride-ingress', *Construction and Building Materials*, 21(8), 1605–1616.
- Enright, M. P. και Frangopol, D. M. (1998) 'Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion', *Engineering Structures*, 20(11), 960–971.
- Hatzigeorgiou, G. D. (2010) 'Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes', *Computers and Structures*, 88(5–6), 309–321.
- Hatzigeorgiou, George D. (2010) 'Ductility demand spectra for multiple near- and far-fault earthquakes', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4), 170–183.
- Hatzigeorgiou, G. D. και Liolios, A. A. (2010) 'Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 1010–1025.
- Hoffman, P. C. και Weyers, R. E. (1994) 'Predicting critical chloride levels in concrete bridge decks', *6th International conference on structural safety and reliability*. Rotterdam: A A Balkema, 957–960.
- Hosseinpour, F. και Abdelnaby, A. E. (2017) 'Effect of different aspects of multiple



- earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92(November 2016), 706–725.
- Kassir, M. K. και Ghosn, M. (2002) 'Chloride-induced corrosion of reinforced concrete bridge decks', *Cement and Concrete Research*, 32(1), 139–143.
- Lee, H. S. και Cho, Y. S. (2009) 'Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforcement corrosion', *International Journal of Fracture*, 157(1–2), 81–88.
- Liu, Y. και Weyers, R. E. (1999) 'Modeling time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures', *ACI Materials Journal*, 96(5), 611–613.
- Mangat, P. S. και Molloy, B. T. (1994) 'Prediction of long term chloride concentration in concrete', *Materials and Structures*, 27(6), 338–346.
- McGee, R. W. (1999) 'Modelling of durability performance of tasmanian bridges', *ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering*, 297–306.
- Otieno, M. B., Alexander, M. G. και Beushausen, H. D. (2010) 'Corrosion in cracked and uncracked concrete - influence of crack width, concrete quality and crack reopening', *Magazine of Concrete Research*, 62(6), 393–404.
- Otieno, M., Beushausen, H. και Alexander, M. (2011) 'Prediction of Corrosion Rate in RC Structures - A Critical Review', *Modelling of Corroding Concrete Structures*, 15–37.
- Otieno, M., Beushausen, H. και Alexander, M. (2012) 'Towards incorporating the influence of cover cracking on steel corrosion in RC design codes: The concept of performance-based crack width limits', *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 45(12), 1805–1816.
- Panchireddi, B. και Ghosh, J. (2019) *Cumulative vulnerability assessment of highway bridges considering corrosion deterioration and repeated earthquake events*, *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Papadakis, V. G. κ.ά. (1996) 'Mathematical Modelling of Chloride Effect on Concrete Durability and Protection Measures', *Concrete Repair, Rehabilitation and Protection*, 165–174.
- Papakonstantinou, K. G. και Shinozuka, M. (2013) 'Probabilistic model for steel corrosion in reinforced concrete structures of large dimensions considering crack effects', *Engineering Structures*, 57, 306–326.
- Park, Y. J. και Ang, A. H. S. (1985) 'Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete', *Journal of Structural Engineering (United States)*, 111(4), 722–739.
- Park, Y. J., Ang, A. H. S. και Wen, Y. K. (1985) 'Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings', *Journal of Structural Engineering (United States)*, 111(4), 740–757.
- Poursaee, A. και Hansson, C. M. (2008) 'The influence of longitudinal cracks on the corrosion protection afforded reinforcing steel in high performance concrete', *Cement and Concrete Research*, 38(8–9), 1098–1105.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. και Kowalsky, M. J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS PRESS, 1η έκδ.
- Priestley, M. J. N., Seible, F. και Calvi, G. M. (1996) *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons.
- Scott, A. και Alexander, M. G. (2007) 'The influence of binder type, cracking and cover on corrosion rates of steel in chloride-contaminated concrete', *Magazine of Concrete Research*, 59(7), 495–505.
- Stewart, M. G. (2001) 'Reliability-based assessment of ageing bridges using risk ranking and life cycle cost decision analyses', *Reliability Engineering and System Safety*, 74(3), 263–273.
- Stewart, M. G. και Rosowsky, D. V. (1998a) 'Structural safety and serviceability of concrete bridges subject to corrosion', *Journal of Infrastructure Systems*, 4(4), 146–155.
- Stewart, M. G. και Rosowsky, D. V. (1998b) 'Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks', *Structural Safety*, 20(1), 91–109.
- Sun, B. κ.ά. (2019) 'Probabilistic Chloride Penetration Models and Corrosion Initiation

- Probability of RC Bridge Based on Long-Term Test Data', *Journal of Bridge Engineering*, 24(4), 1–14.
- Thoft-Christensen, P. κ.ά. (1996) 'Assessment of the Reliability of Concrete Slab Bridges', *Structural Reliability Theory*, R9616(157).
- Val, D. V. και Melchers, R. E. (1997) 'Reliability of Deteriorating RC Slab Bridges', *Journal of Structural Engineering*, 123(12), 1638–1644.
- Vidal, T., Castel, A. και François, R. (2004) 'Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete', *Cement and Concrete Research*, 34(1), 165–174.
- Vidal, T., Castel, A. και François, R. (2007) 'Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment', *Cement and Concrete Research*, 37(11), 1551–1561.
- Visser, J. (2000) *Statistical quantification of the variables in the limit state functions: DuraCrete, probabilistic performance based durability design of concrete structures*. Washington DC: Gouda.
- Vu, K. A. T. και Stewart, M. G. (2000) 'Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models', *Structural Safety*, 22(4), 313–333.
- Vu, K. A. T. και Stewart, M. G. (2005) 'Predicting the likelihood and extent of reinforced concrete corrosion-induced cracking', *Journal of Structural Engineering*, 131(11), 1681–1689.
- Vu, K., Stewart, M. G. και Mullard, J. (2005) 'Corrosion-induced cracking: Experimental data and predictive models', *ACI Structural Journal*, 102(5), 719–726.
- Yalciner, H., Sensoy, S. και Eren, O. (2012) 'Effect of corrosion damage on the performance level of a 25-year-old reinforced concrete building', *Shock and Vibration*, 19(5), 891–902.
- Zhai, C. H. κ.ά. (2015) 'Seismic analyses of a RCC building under mainshock-aftershock seismic sequences', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Elsevier, 74, 46–55.
- Zhao, Y. κ.ά. (2020) 'Characteristics of pitting corrosion in an existing reinforced concrete beam exposed to marine environment', *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 234, 117392.
- Επιτροπή Τεχνολογίας Σκυροδέματος (2016) *Τεχνική οδηγία 7: Διάβρωση Χάλυβα Οπλισμού Σκυροδέματος*. Αθήνα: Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, 1η έκδ.
- Κίρτας, Ε. και Παναγόπουλος, Γ. (2015) *Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή, Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000*.



# Κεφάλαιο 7<sup>ο</sup>

## 7 Παραρτήματα

### 7.1 Παράμετροι για την προσομοίωση της διάβρωσης

$D_0$ : Συντελεστής διάχυσης αναφοράς $t_0 = 28\ days$						
Κατάσταση	Κατανομή	Μέση τιμή [ $mm^2/yr$ ]	Τυπική απόκλιση [ $10^{-12}m^2/s$ ]			
w/c = 0.4	Normal	<b>220.9</b>	25.4			
w/c = 0.45	Normal	315.6	32.5			
w/c = 0.5	Normal	<b>473</b>	43.2			
$n$ : Παράγοντας ηλικίας						
All	Beta	<b>0.25</b>	0.05			
$k_e$ : Περιβαλλοντικός παράγοντας						
Σε όλες	Normal	<b>1</b>	0.3			
$k_c$ : Παράγοντας χρόνου σκλήρυνσης						
Σκλήρυνση (Curing) 1 μέρα	Beta	2.4	0.7			
Curing 3 ημέρες	Beta	1.5	0.3			
Curing 7 ημέρες	Deterministic	1				
Curing 28 ημέρες	Beta	<b>0.8</b>	0.1			
$k_t$ : Διορθωτικός παράγοντας για τις δοκιμές προσδιορισμού του συντελεστή διάχυσης αναφοράς						
Σε όλες	Normal	<b>0.85</b>	0.024			
$X_I$ : Παράγοντας αβεβαιότητας προσομοιώματος						
Σε όλες	Lognormal	<b>1</b>	0.05			
$C_s$ : Συγκέντρωση χλωριδίων στην επιφάνεια ( $C_s = A_{cs}(w/c) + \varepsilon_{cs}$ ) [% μάζας του συνδετικού υλικού]						
Κατάσταση	Κατανομή	Acs	Τυπική απόκλιση	εcs	Τυπική απόκλιση	
		Μέση τιμή		Μέση τιμή		
Βυθισμένη ζώνη	Normal	10.348	0.714	0	0.58	
Παλιρροιακή ζώνη	Normal	7.758	1.36	0	1.105	
Ζώνη διαβροχής	Normal	7.758	1.36	0	1.105	
Ατμοσφαιρική ζώνη (απόσταση από την ακτογραμμή σε χλμ.)	Normal	(0)	<b>6.44</b>	0.894	0	0.753
		(0.1)	<b>3.286</b>	0.456	0	0.384
		(0.25)	2.169	0.301	0	0.253
		(0.5)	1.446	0.201	0	0.169
		(1)	1.084	0.151	0	0.127

<b><math>C_{cr}</math>: Κρίσιμη συγκέντρωση χλωριδίων (% μάζας του συνδετικού υλικού)</b>				
	λόγος w/c	Κατανομή	Μέση τιμή	Τυπική απόκλιση
Διαρκώς κορεσμένο	0.3	Normal	2.3	0.2
	0.4	Normal	2.1	0.2
	0.5	Normal	1.6	0.2
Διαρκώς υγρό ή πολλοί κύκλοι υγρού-ξηρού	0.3	Normal	0.5	0.1
	0.4	Normal	<b>0.8</b>	0.1
	0.5	Normal	<b>0.9</b>	0.15

Πίνακας 7.1 Στατιστικοί παράμετροι για το προσομοίωμα διάβρωσης DuraCrete [Visser, 2000; Chinese Institute of Construction Standardization. CECS 220, 2007; Cui κ.ά., 2018], οι τιμές που χρησιμοποιούνται στο προσομοίωμα με έντονη γραφή.

Παράμετρος	Σύμβολο	Μονάδα Μέτρησης	Τιμή
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος	$f_c$	MPa	27.6
Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος	$f_t$	MPa	4.94
Μέτρο ελαστικότητας	$E_c$	GPa	24.9
Αποτελεσματικό μέτρο ελαστικότητας	$E_{ef}$	GPa	7.43
Συντελεστής ερπυσμού	$\varphi_{cr}$	—	2.35
Λόγος Poisson	$\nu$	—	0.2
Πυκνότητα προϊόντων διάβρωσης	$\rho_{rust}$	kg/m <sup>3</sup>	3600
Πυκνότητα χάλυβα	$\rho_{st}$	kg/m <sup>3</sup>	7850
Παράμετρος προϊόντων διάβρωσης	$r$	—	0.573
Πάχος πορώδους ζώνης	$d_0$	μm	12.5

Πίνακας 7.2 Παράμετροι για τον υπολογισμό της εκκίνησης δημιουργίας ρωγμών (Εξίσωση 1.23).

## 7.2 Καταστάσεις φόρτισης για τη σεισμική ακολουθία

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: MAMMOTH LAKES 3 Set Def Name Modify/Show...

Notes

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case MAMMOTH LAKES 2

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ML3	9,81
Accel	U1	ML3	9,81

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps: 28001

Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters

Damping: Proportional Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic ☐ Consider Collapse

Mass Source: Previous

OK Cancel

Εικόνα 7.1 Τρίτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 3).

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: MAMMOTH LAKES 4 Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case MAMMOTH LAKES 3

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ML4	9,81
Accel	U1	ML4	9,81

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps: 28001

Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters

Damping	Proportional	<span>Modify/Show...</span>
Time Integration	Hilber-Hughes-Taylor	<span>Modify/Show...</span>
Nonlinear Parameters	Default	<span>Modify/Show...</span>

Load Case Type: Time History Design...

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic ☐ Consider Collapse

Mass Source: Previous

OK Cancel

Εικόνα 7.2 Τέταρτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 4).

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: MAMMOTH LAKES 5 Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case MAMMOTH LAKES 4

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ML5	9,81
Accel	U1	ML5	9,81

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps: 26000

Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters

Damping: Proportional Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic ☐ Consider Collapse

Mass Source: Previous

OK Cancel

Εικόνα 7.3 Πέμπτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 5).



Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: MAMMOTH LAKES 6 Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case MAMMOTH LAKES 5

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ML6	9,81
Accel	U1	ML6	9,81

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps: 25200

Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters

Damping: Proportional Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic ☐ Consider Collapse

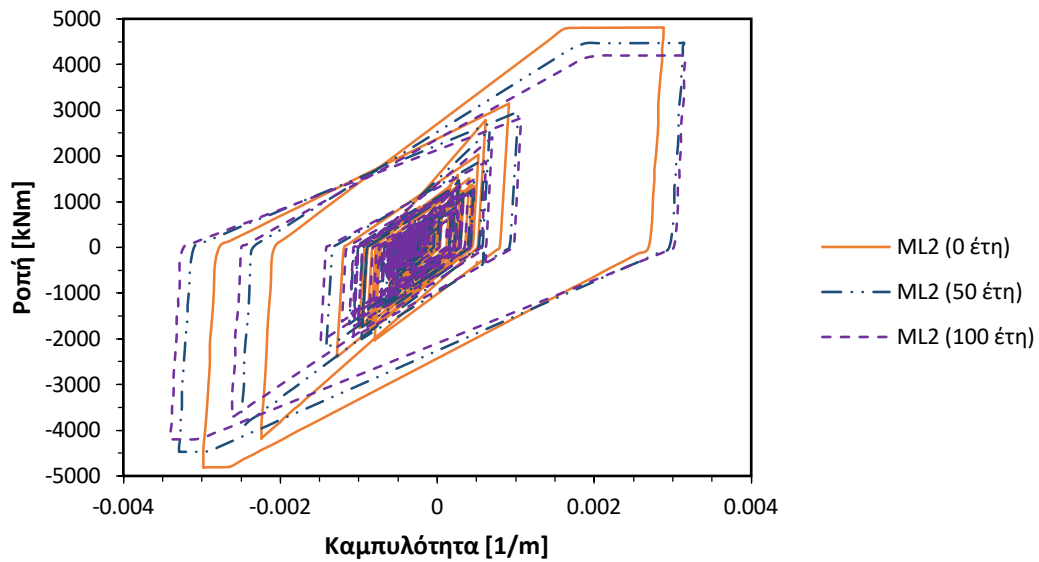
Mass Source: Previous

OK Cancel

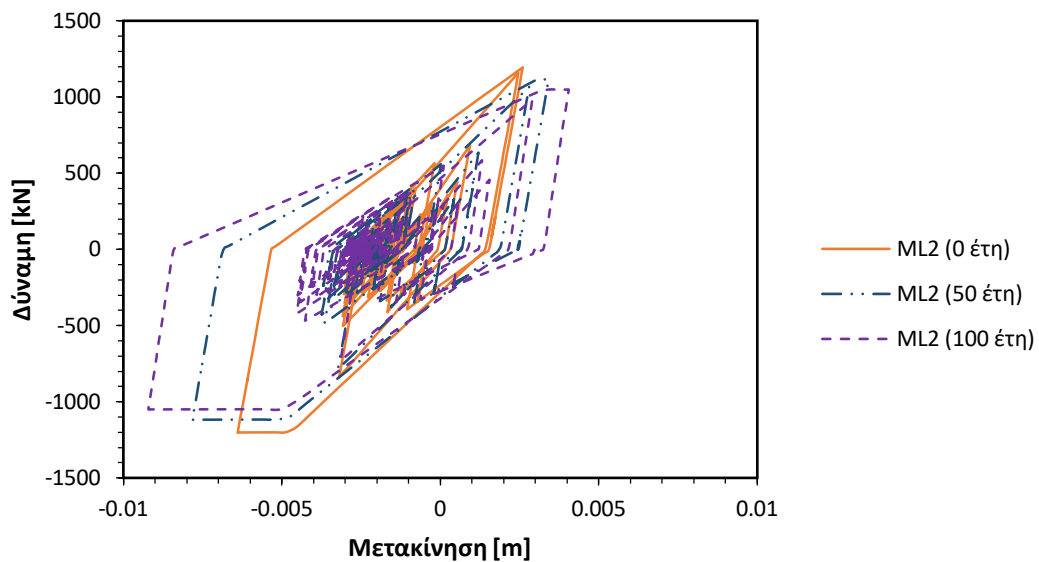
Εικόνα 7.4 Έκτη σεισμική διέγερση της ακολουθίας (Mammoth Lakes 6).

### 7.3 Υποστυλώμα Α

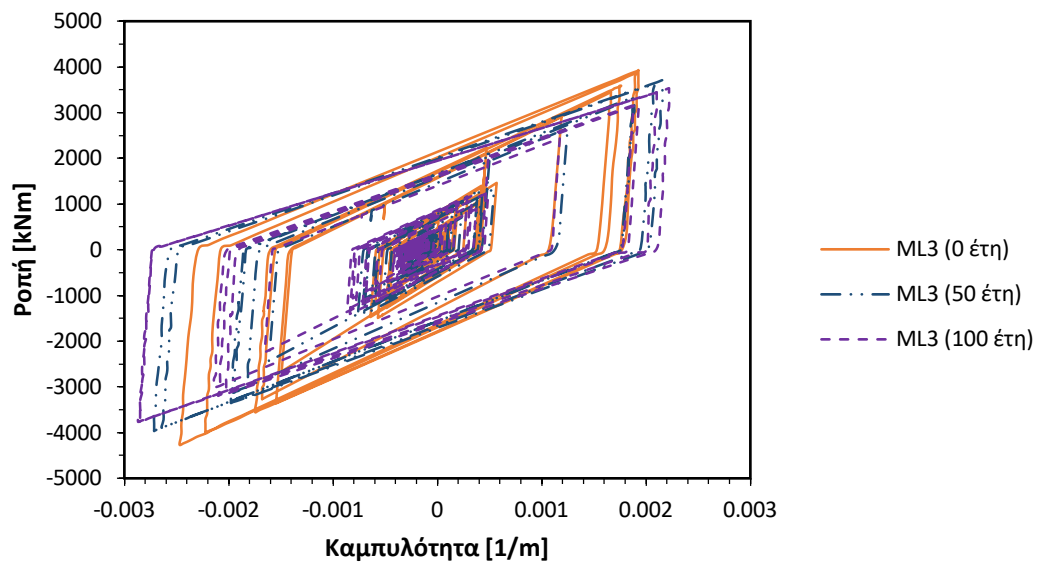
#### 7.3.1 Κορυφή υποστυλώματος Α



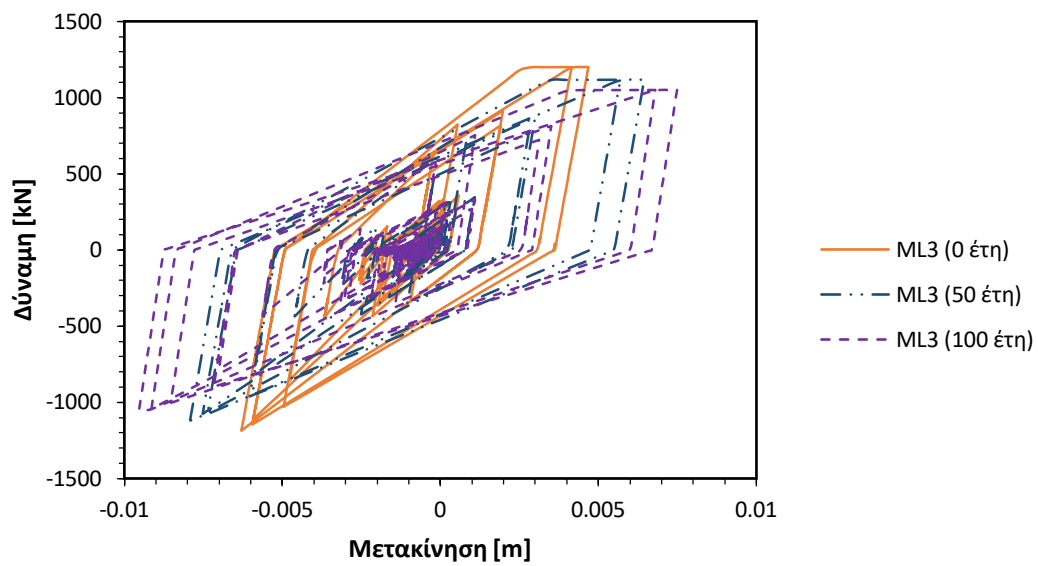
Εικόνα 7.5 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



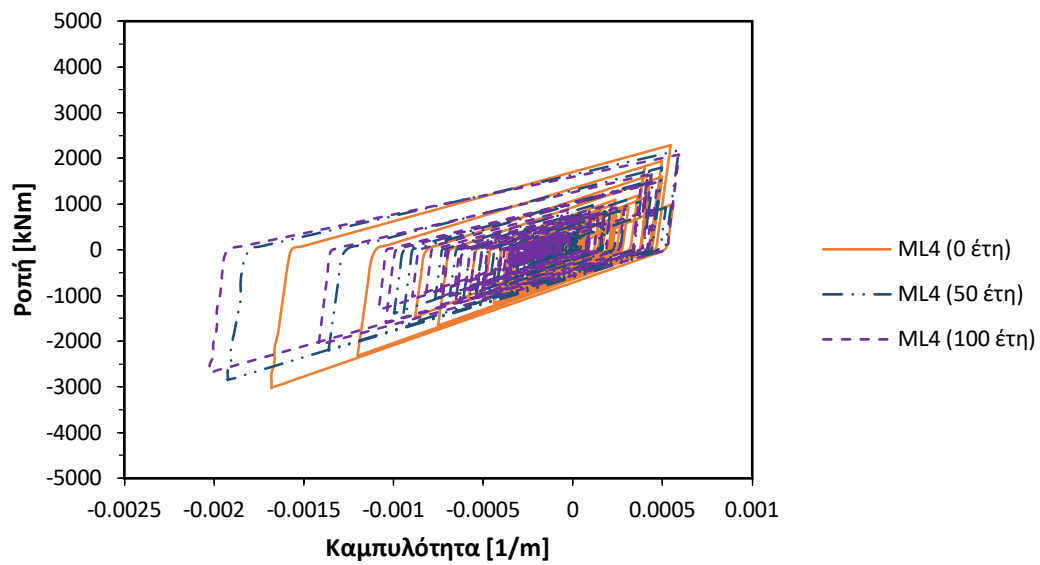
Εικόνα 7.6 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



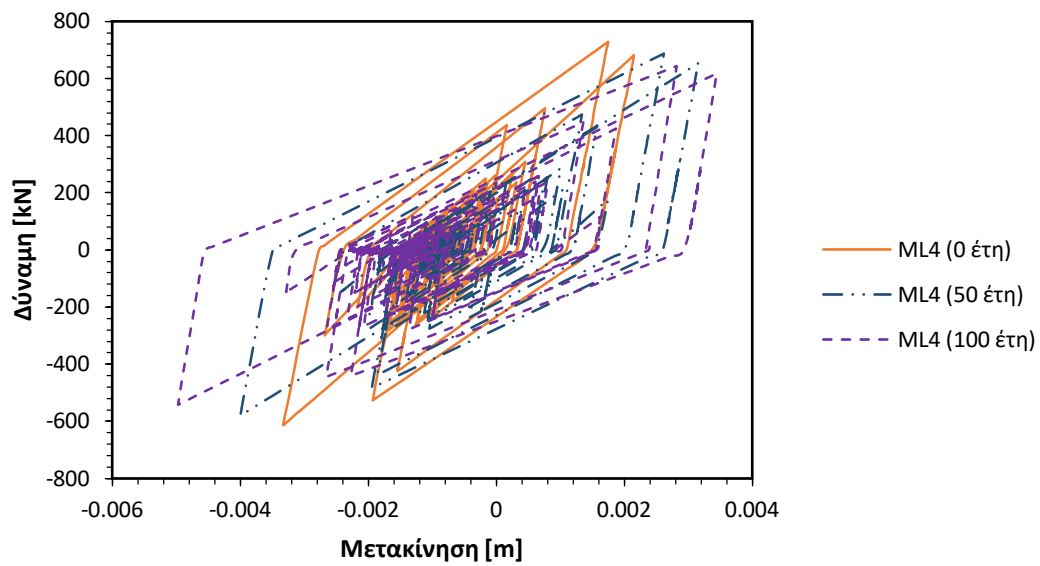
Εικόνα 7.7 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



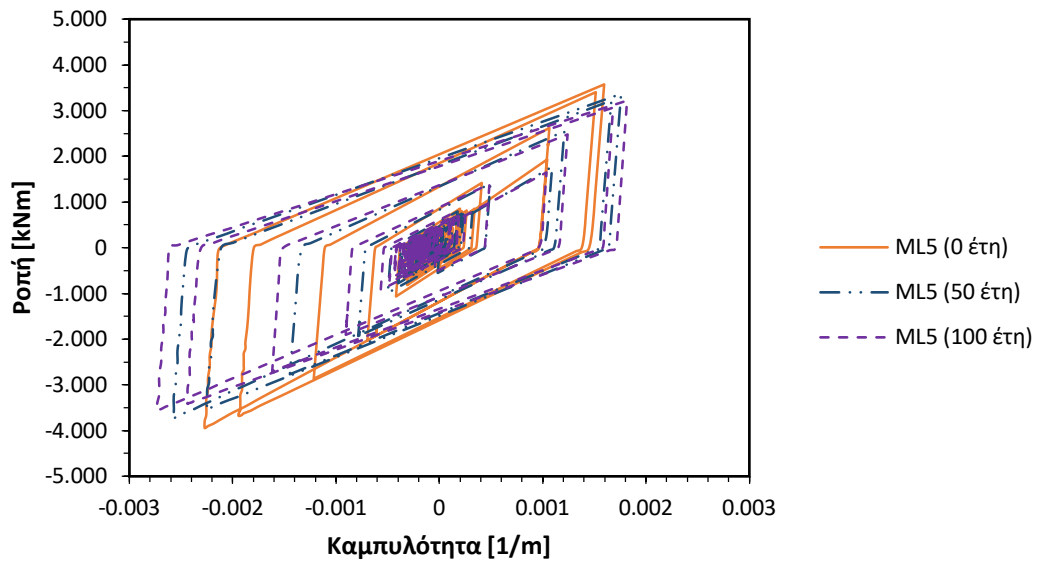
Εικόνα 7.8 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



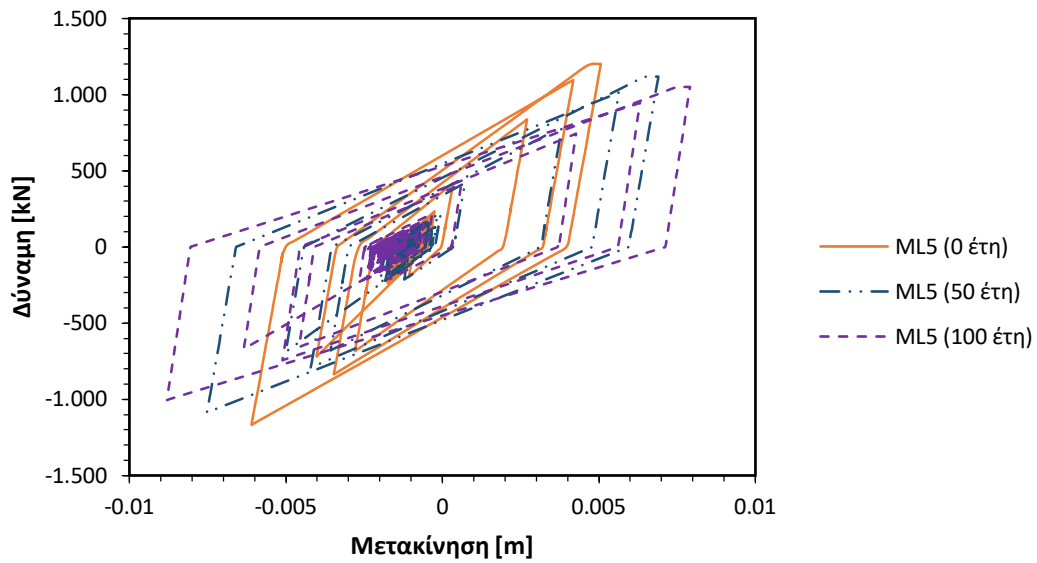
Εικόνα 7.9 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



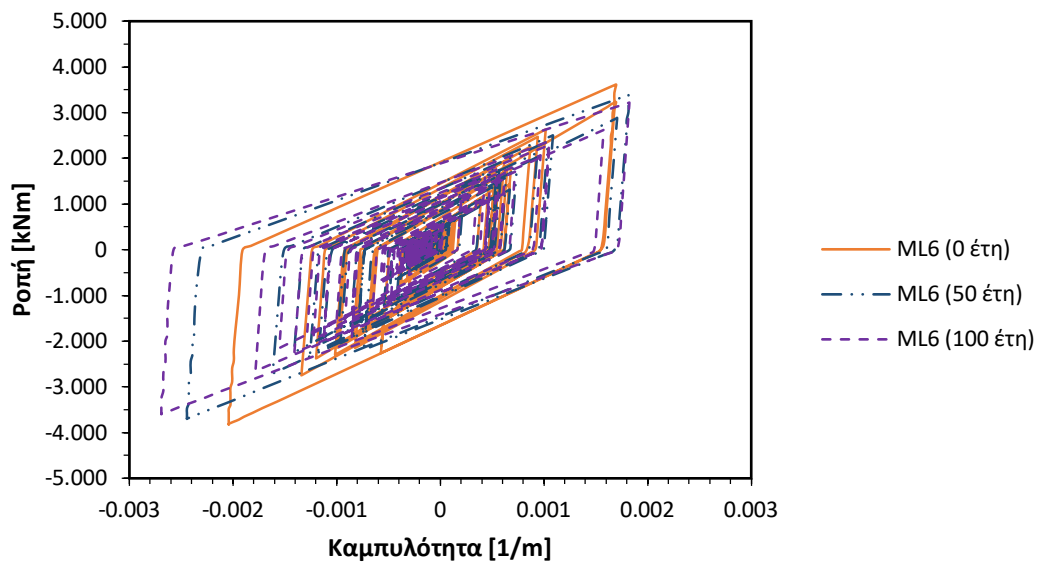
Εικόνα 7.10 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



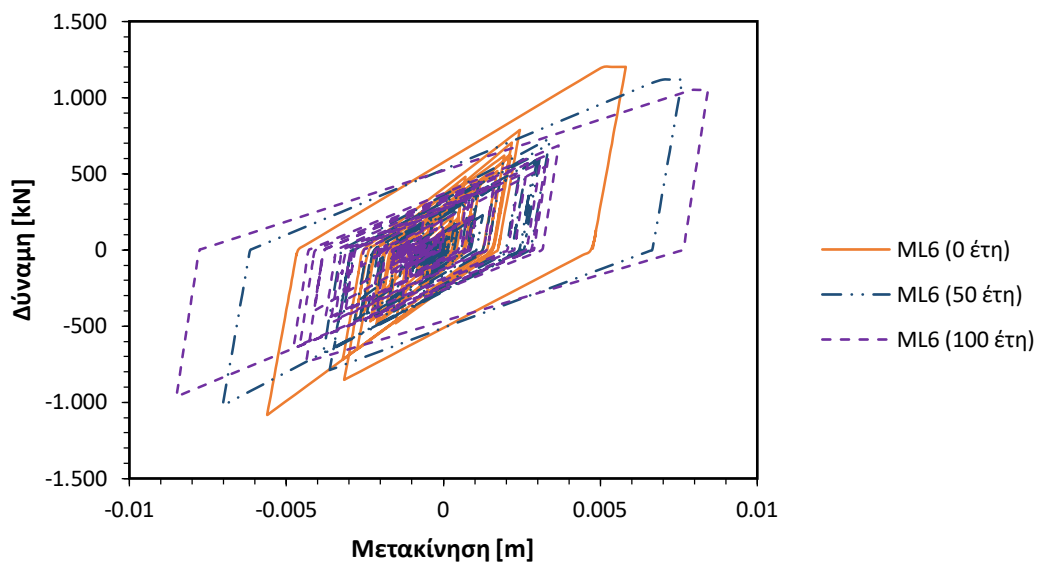
Εικόνα 7.11 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.12 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.13 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.14 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).

Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	0.112	0.128	0.133	14.4	18.5
ML2	0.124	0.142	0.146	14.9	17.7
ML3	0.104	0.119	0.125	14.6	20.2
ML4	0.070	0.083	0.087	19.2	24.3
ML5	0.095	0.113	0.118	18.6	24.1
ML6	0.086	0.107	0.117	24.6	36.0
Ακολουθία	0.133	0.154	0.159	15.6	19.1

Πίνακας 7.3 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	3.90	3.82	3.50	-2.0	-10.2
ML2	1.83	1.87	1.83	2.4	0.0
ML3	3.45	3.58	3.51	3.9	1.7
ML4	1.06	1.12	1.08	5.7	2.1
ML5	1.95	2.02	1.94	3.6	-0.3
ML6	2.80	2.90	2.84	3.8	1.4
Ακολουθία	14.98	15.32	14.69	2.3	-1.9

Πίνακας 7.4 Υστερητική ενέργεια στην κορυφή του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	$\mu_m$ (0 έτη)	$\mu_m$ (50 έτη)	$\mu_m$ (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	15.3	18.4	22.8	20.1	48.7
ML2	17.2	20.8	25.4	20.6	47.6
ML3	14.3	17.2	21.5	20.1	50.3
ML4	9.7	12.2	15.1	25.2	55.9
ML5	13.1	16.4	20.4	24.5	55.5
ML6	11.8	15.5	20.1	30.9	70.6
Ακολουθία	17.2	20.8	25.4	20.6	47.6

Πίνακας 7.5 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	$\phi_{max}$ (0 έτη)	$\phi_{max}$ (50 έτη)	$\phi_{max}$ (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	0.00265	0.00291	0.00305	9.9	14.9
ML2	0.00298	0.00329	0.00340	10.4	14.1
ML3	0.00247	0.00271	0.00287	9.9	16.2
ML4	0.00168	0.00192	0.00202	14.5	20.5
ML5	0.00227	0.00259	0.00273	13.9	20.2
ML6	0.00204	0.00244	0.00269	19.7	31.8
Ακολουθία	0.00298	0.00329	0.00340	10.4	14.1

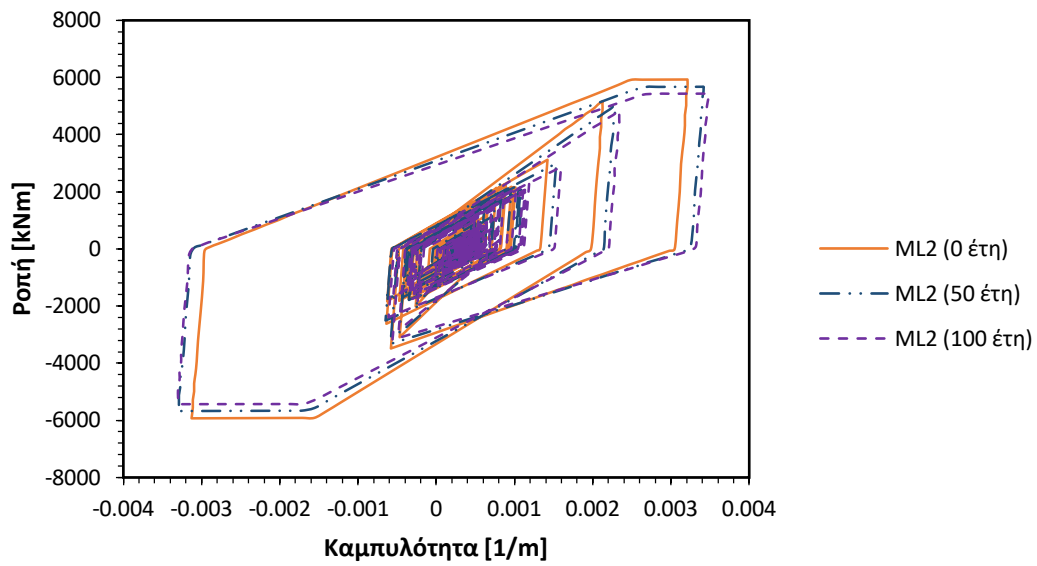
Πίνακας 7.6 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	0.00471	0.00486	0.00489	3.2	3.8
ML2	0.00640	0.00783	0.00921	22.3	43.9
ML3	0.00630	0.00792	0.00954	25.7	51.4
ML4	0.00333	0.00400	0.00497	20.1	49.2
ML5	0.00610	0.00752	0.00880	23.3	44.3
ML6	0.00581	0.00761	0.00850	31.0	46.3
Ακολουθία	0.00640	0.00792	0.00954	23.8	49.1

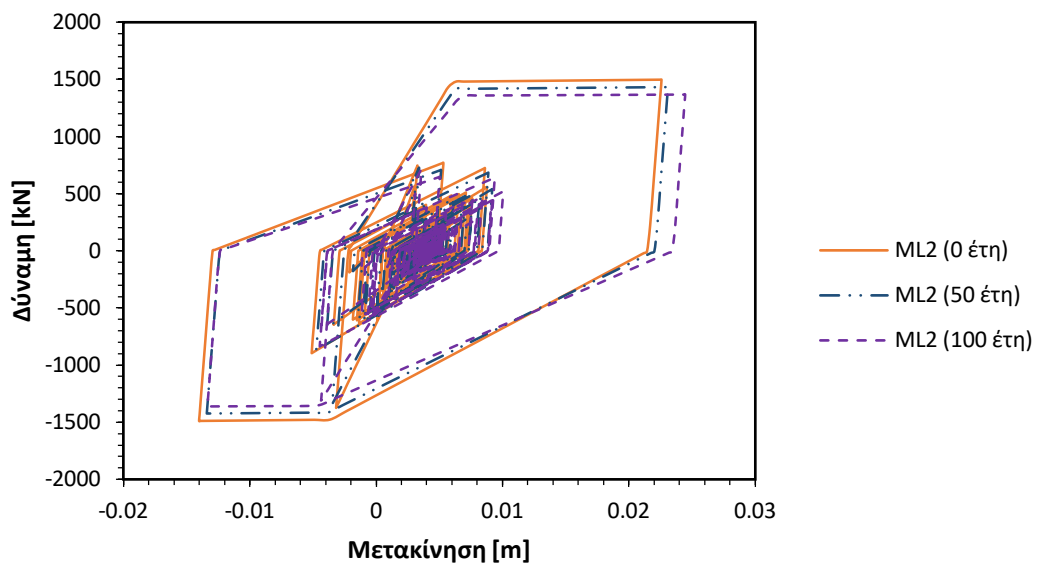
Πίνακας 7.7 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στην κορυφή του υποστυλώματος Α.



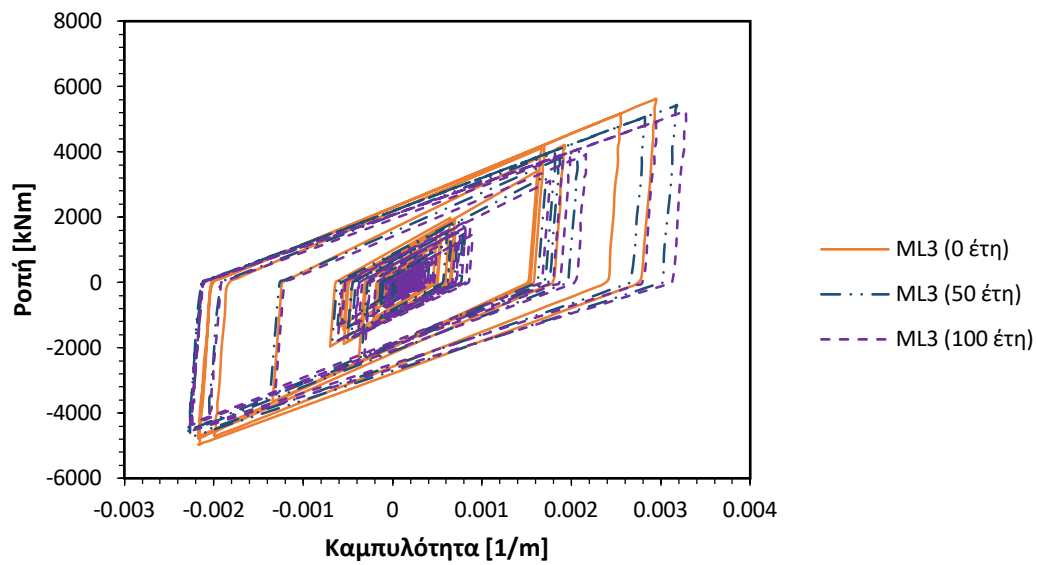
### 7.3.2 Βάση υποστυλώματος Α



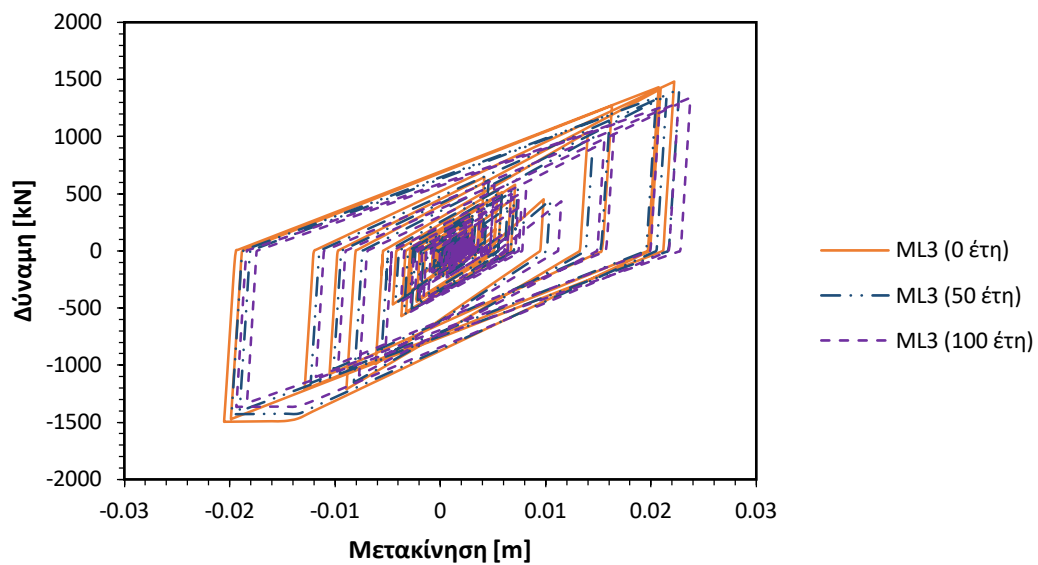
Εικόνα 7.15 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



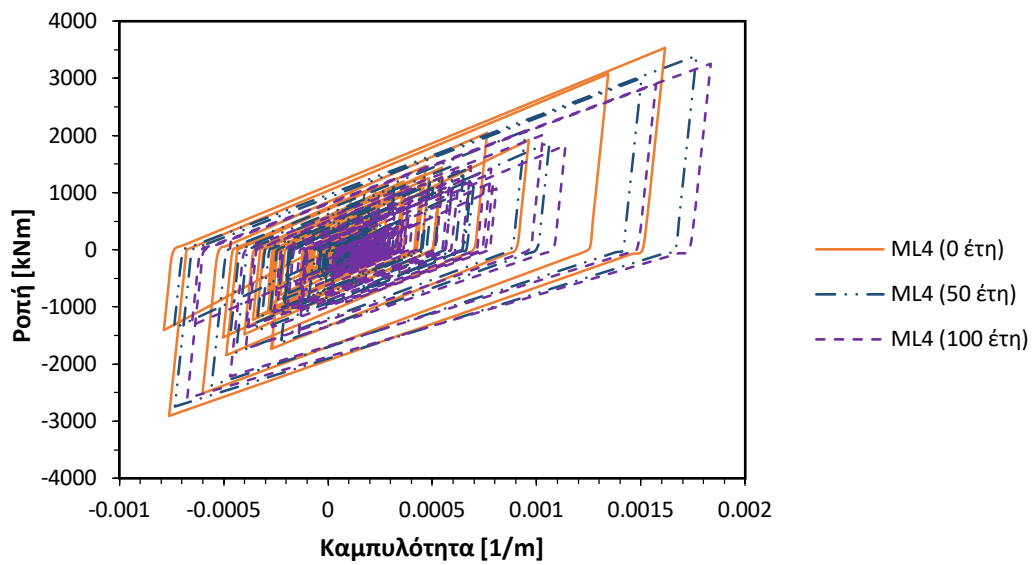
Εικόνα 7.16 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



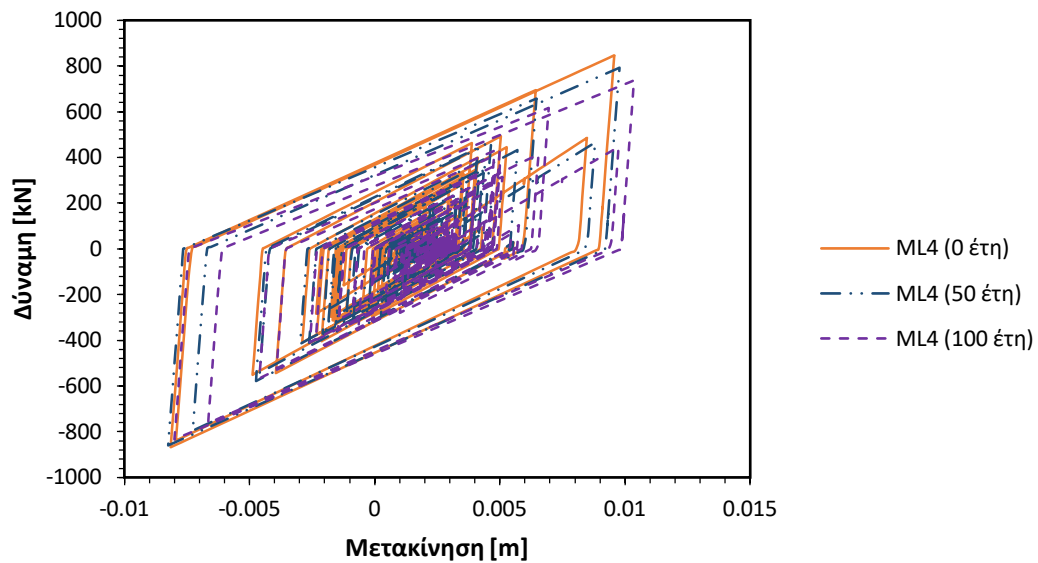
Εικόνα 7.17 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



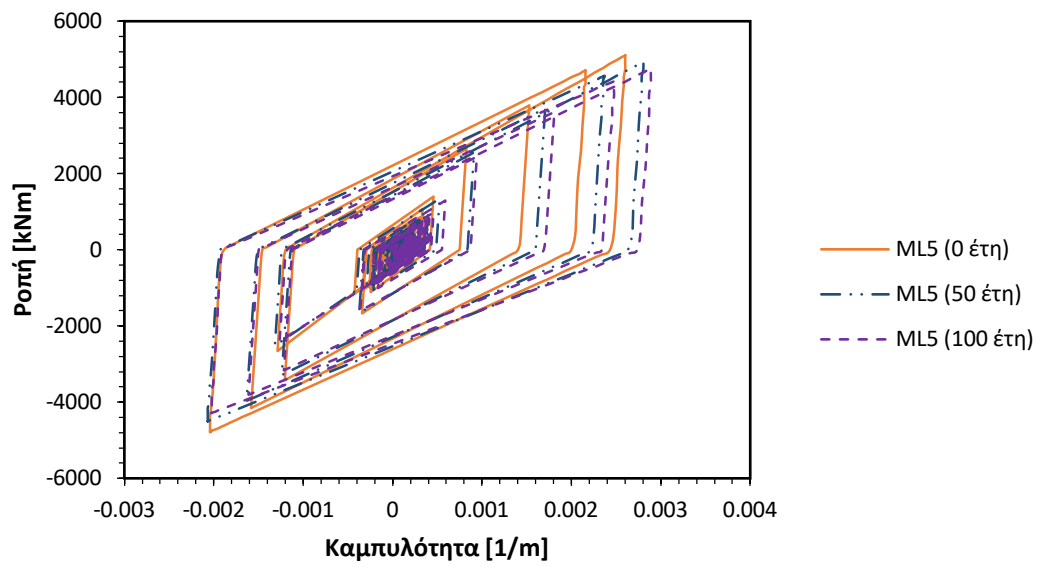
Εικόνα 7.18 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



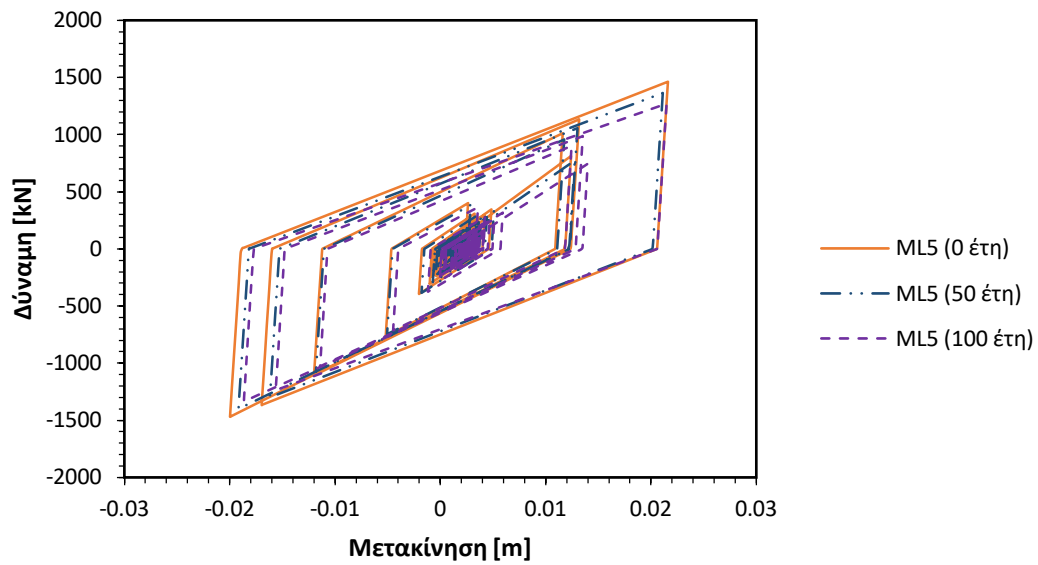
Εικόνα 7.19 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



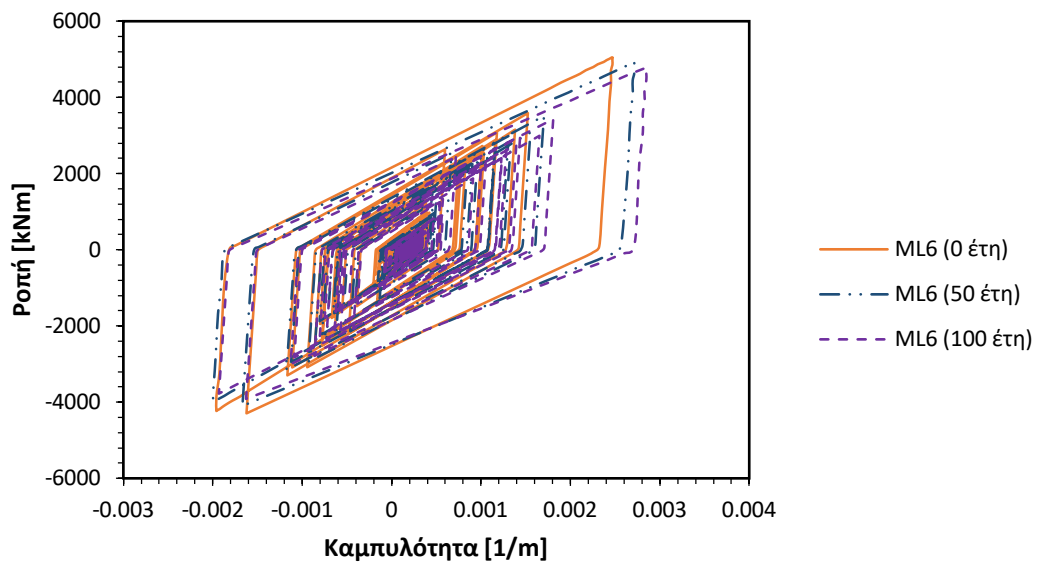
Εικόνα 7.20 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



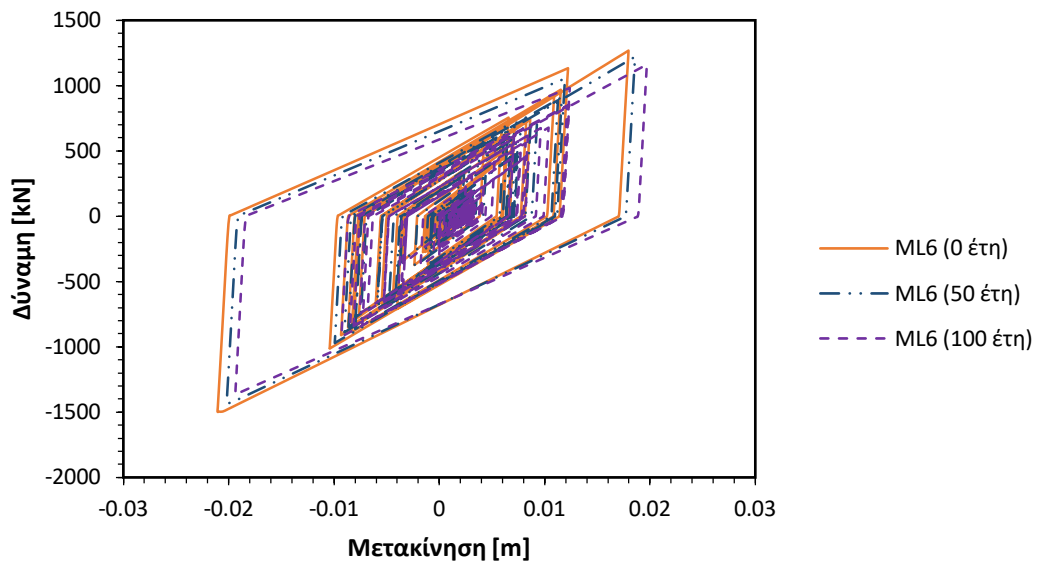
Εικόνα 7.21 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.22 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.23 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.24 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Α (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).

Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	0.107	0.118	0.126	10.1	17.3
ML2	0.138	0.153	0.162	10.8	17.9
ML3	0.130	0.146	0.157	12.3	21.0
ML4	0.070	0.079	0.086	13.9	23.5
ML5	0.113	0.126	0.136	12.1	20.5
ML6	0.108	0.124	0.136	14.3	25.2
Ακολουθία	0.154	0.171	0.183	10.9	18.8

Πίνακας 7.8 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 -100
ML1	4.14	4.12	4.20	-0.6	1.5
ML2	4.16	3.99	3.92	-4.1	-5.6
ML3	9.23	8.57	8.04	-7.2	-12.9
ML4	2.44	2.37	2.28	-2.7	-6.3
ML5	5.21	4.78	4.45	-8.4	-14.7
ML6	7.29	6.83	6.43	-6.3	-11.8
Ακολουθία	32.47	30.65	29.32	-5.6	-9.7

Πίνακας 7.9 Υστερητική ενέργεια στη βάση του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	μ <sub>max</sub> (0 έτη)	μ <sub>max</sub> (50 έτη)	μ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	14.7	15.9	16.8	8.2	14.5
ML2	18.9	20.7	21.9	9.1	15.4
ML3	17.4	19.2	20.6	10.7	18.6
ML4	9.5	10.7	11.5	12.1	21.0
ML5	15.3	17.0	18.1	10.5	18.3
ML6	14.6	16.4	17.9	12.7	22.9
Ακολουθία	18.9	20.7	21.9	9.1	15.4

Πίνακας 7.10 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	φ <sub>max</sub> (0 έτη)	φ <sub>max</sub> (50 έτη)	φ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	0.00249	0.00262	0.00267	5.6	7.5
ML2	0.00321	0.00342	0.00348	6.4	8.3
ML3	0.00295	0.00318	0.00328	8.0	11.3
ML4	0.00162	0.00177	0.00183	9.3	13.6
ML5	0.00260	0.00280	0.00289	7.8	11.0
ML6	0.00247	0.00271	0.00285	9.9	15.4
Ακολουθία	0.00321	0.00342	0.00348	6.4	8.3

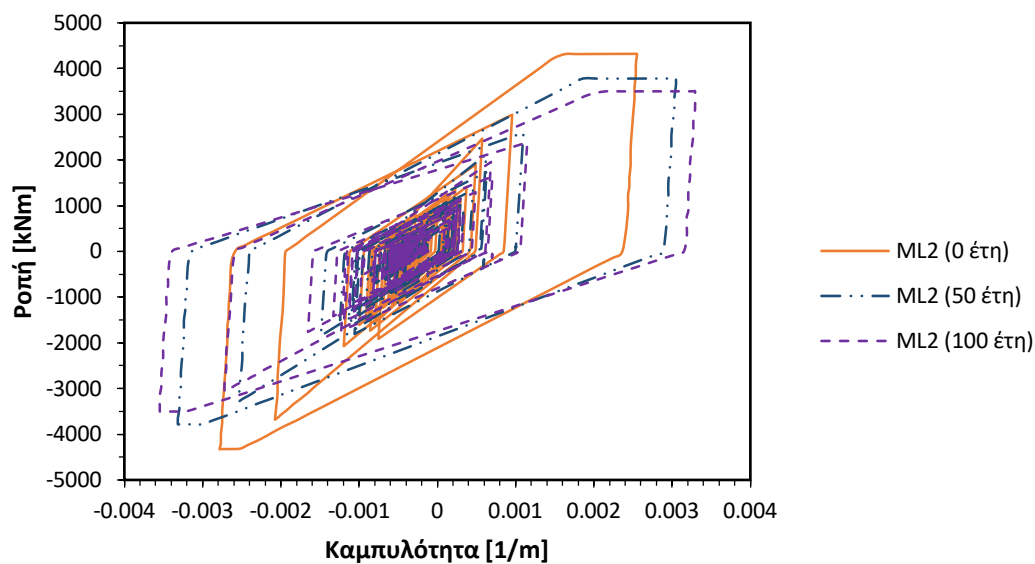
Πίνακας 7.11 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Α.

Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
ML1	0.00597	0.00623	0.00673	4.4	12.7
ML2	0.02258	0.02309	0.02445	2.3	8.3
ML3	0.02221	0.02268	0.02374	2.1	6.9
ML4	0.00957	0.00978	0.01036	2.2	8.3
ML5	0.02161	0.02112	0.02148	-2.3	-0.6
ML6	0.02106	0.02019	0.01970	-4.1	-6.5
Ακολουθία	0.02258	0.02309	0.02445	2.3	8.3

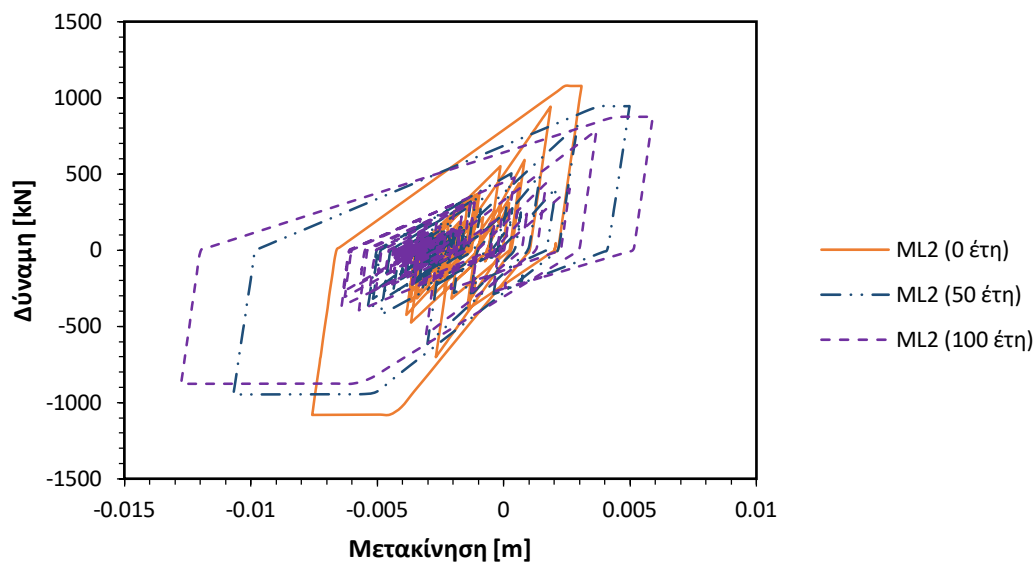
Πίνακας 7.12 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Α.

## 7.4 Υποστύλωμα Β

### 7.4.1 Κορυφή υποστυλώματος Β

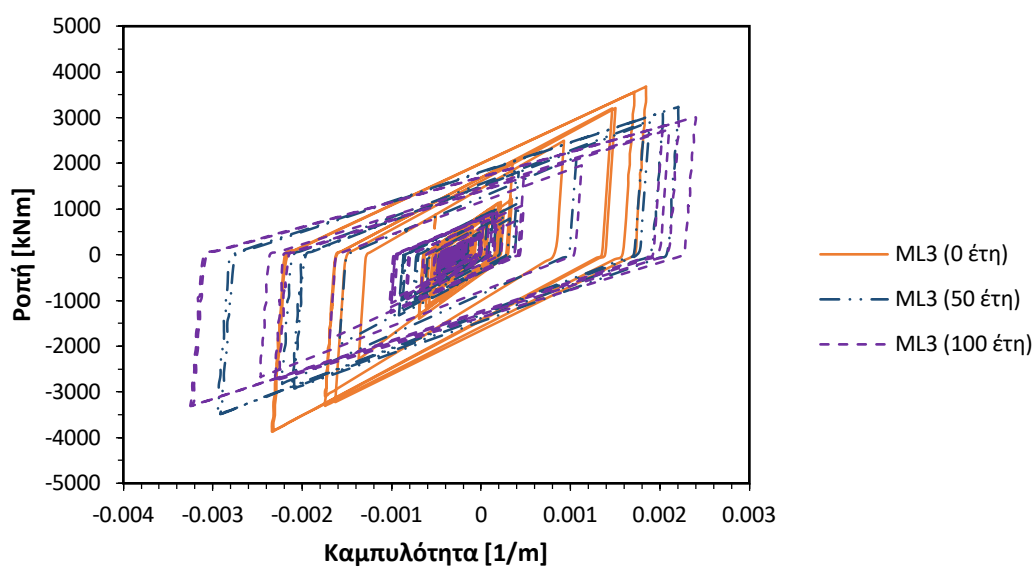


Εικόνα 7.25 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).

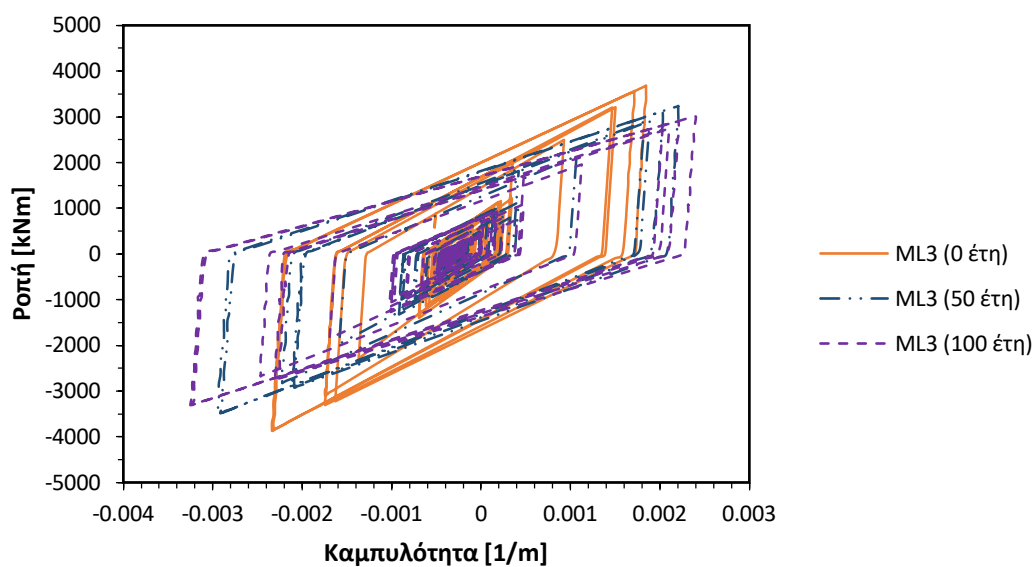


Εικόνα 7.26 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).

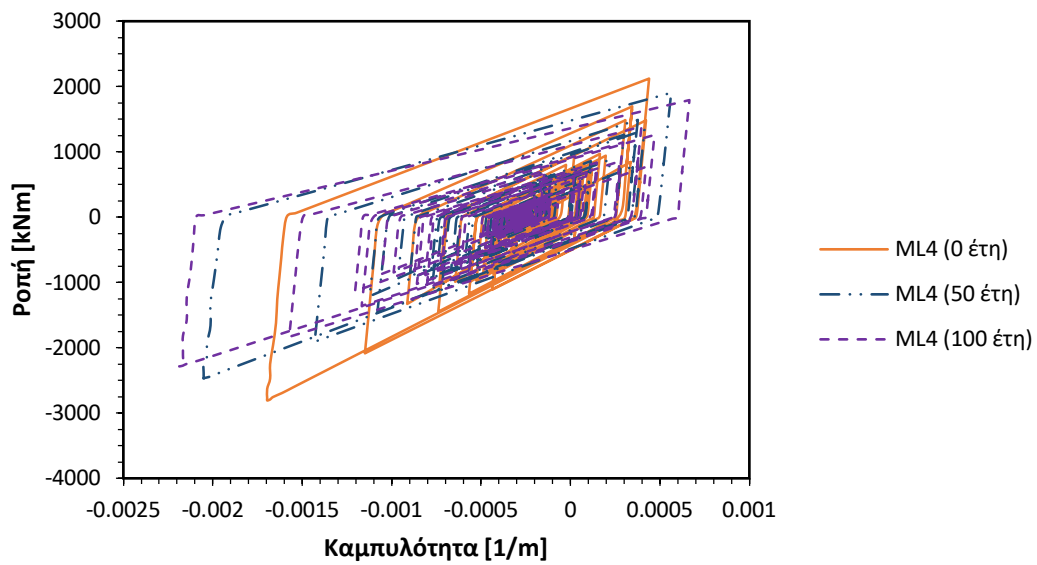




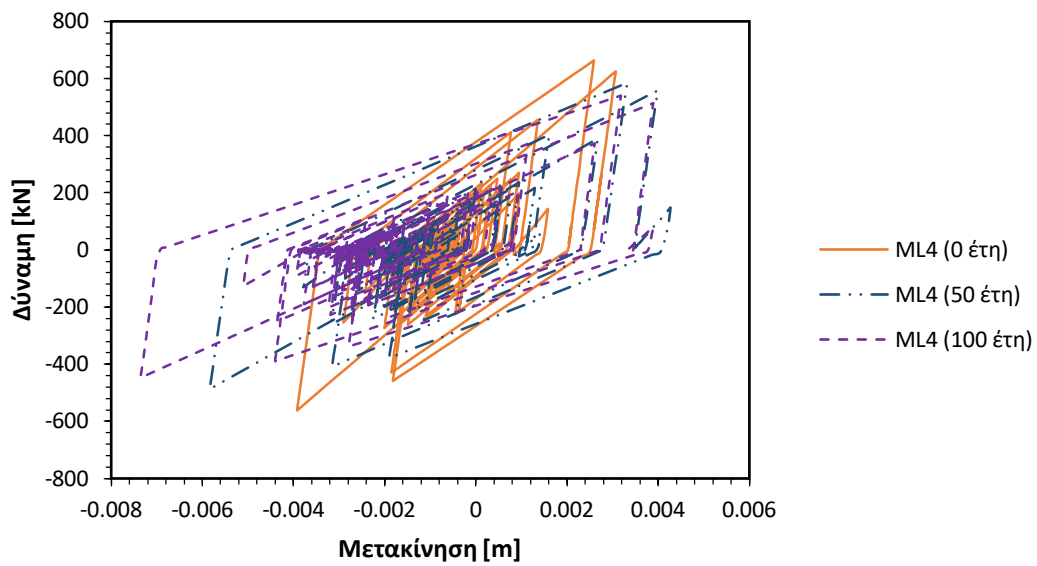
Εικόνα 7.27 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



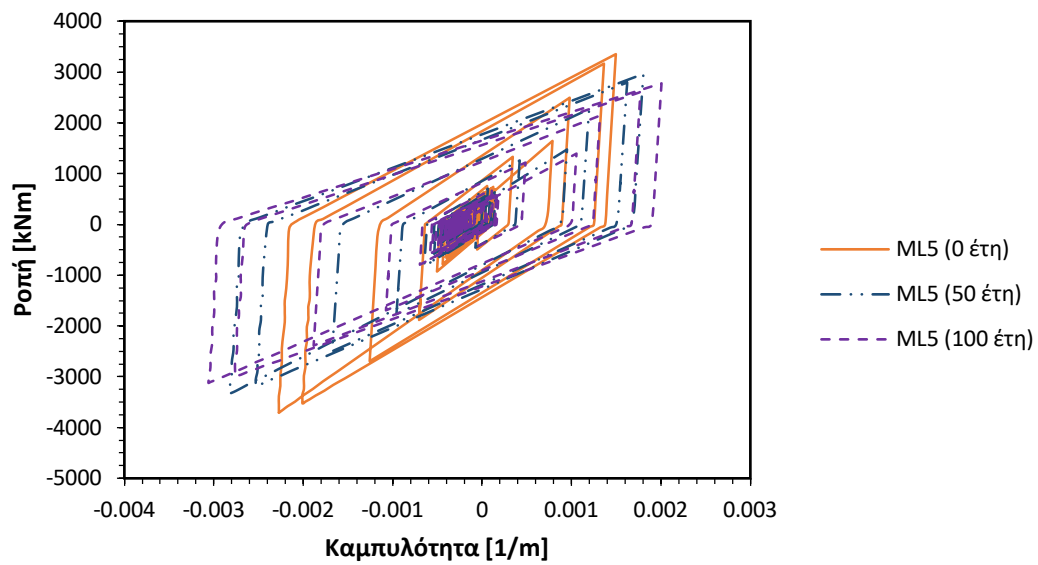
Εικόνα 7.28 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



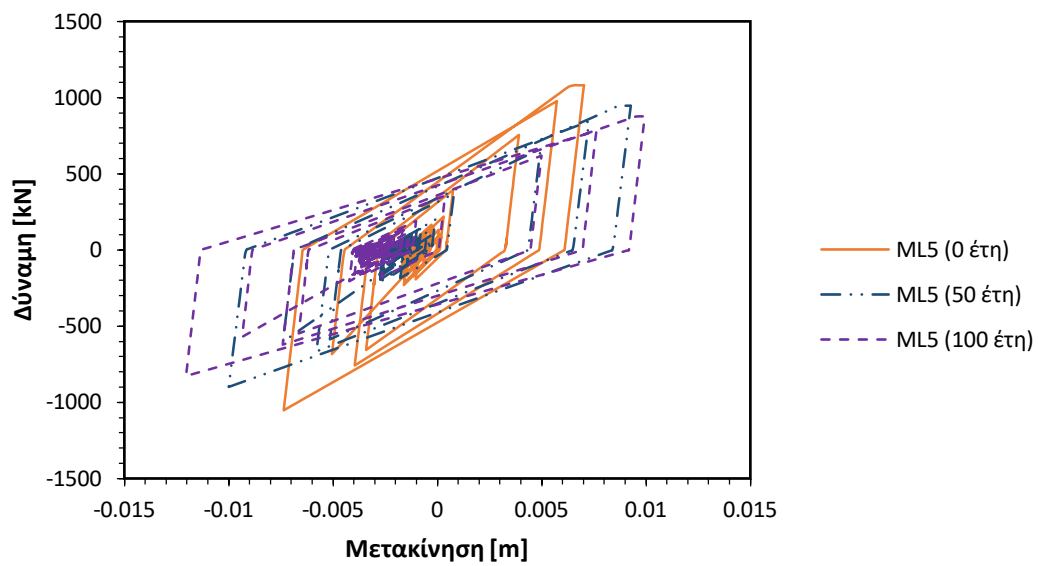
Εικόνα 7.29 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



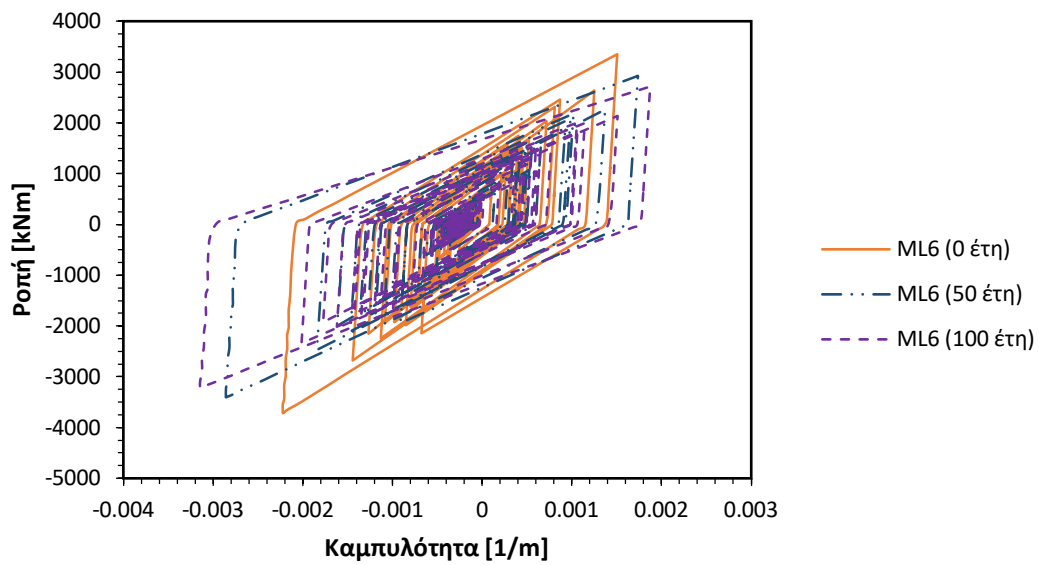
Εικόνα 7.30 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



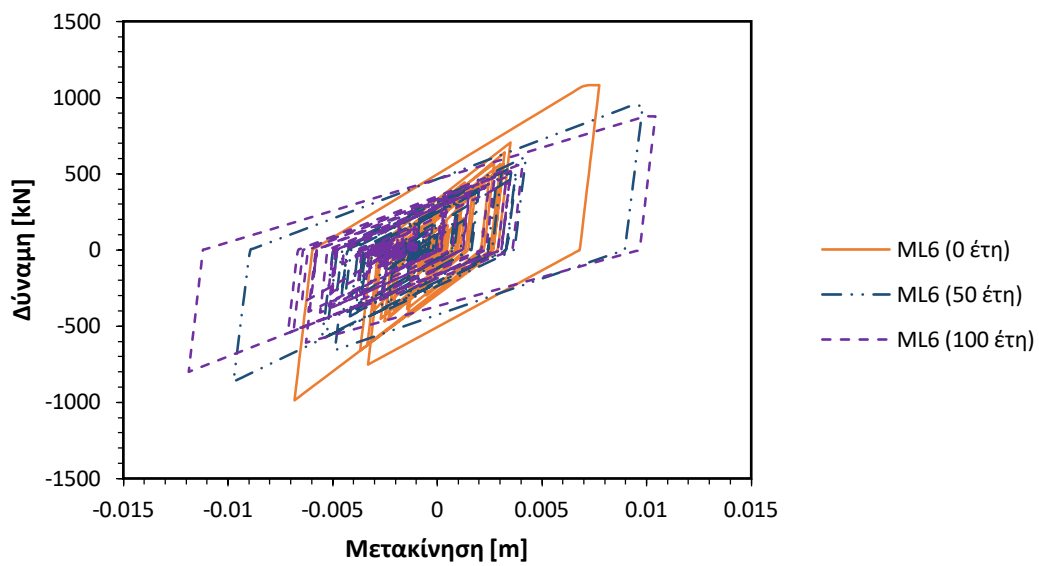
Εικόνα 7.31 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.32 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.33 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.34 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).

Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	0.106	0.135	0.129	26.9	21.6
2	0.116	0.146	0.141	26.2	22.1
3	0.099	0.132	0.131	33.6	33.1
4	0.071	0.090	0.087	27.9	23.3
5	0.095	0.124	0.122	31.1	28.6
6	0.094	0.127	0.126	35.9	35.2
Ακολουθία	0.125	0.160	0.156	27.5	24.3

Πίνακας 7.13 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Β.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	3.356	3.639	3.518	8.4	4.8
2	1.677	1.763	1.777	5.1	6.0
3	3.286	3.308	3.270	0.7	-0.5
4	1.040	1.040	0.994	0.0	-4.5
5	1.864	1.799	1.764	-3.5	-5.4
6	2.673	2.680	2.609	0.3	-2.4
Ακολουθία	13.896	14.230	13.930	2.4	0.2

Πίνακας 7.14 Υστερητική ενέργεια στην κορυφή του υποστυλώματος Β.

Διέγερση	μm (0 έτη)	μm (50 έτη)	μm (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	16.6	20.7	24.6	24.2	47.9
2	18.4	22.8	27.4	23.9	49.0
3	15.4	20.3	25.1	31.3	62.5
4	11.2	14.1	16.9	25.8	50.8
5	15.0	19.3	23.6	28.9	57.4
6	14.7	19.6	24.3	33.6	65.3
Ακολουθία	18.4	22.8	27.4	23.9	49.0

Πίνακας 7.15 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Β.

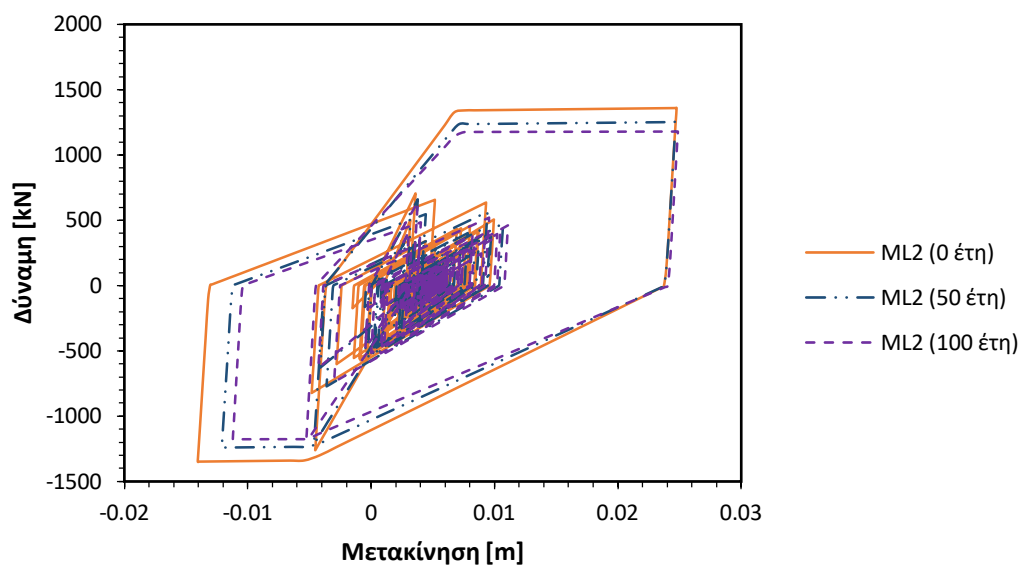
Διέγερση	φmax (0 έτη)	φmax (50 έτη)	φmax (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	0.00252	0.00301	0.00319	19.5	26.5
2	0.00278	0.00332	0.00355	19.2	27.5
3	0.00234	0.00295	0.00325	26.3	39.0
4	0.00170	0.00205	0.00219	20.9	29.0
5	0.00227	0.00282	0.00306	24.0	34.6
6	0.00222	0.00286	0.00314	28.5	41.4
Ακολουθία	0.00278	0.00332	0.00355	19.2	27.5

Πίνακας 7.16 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Β.

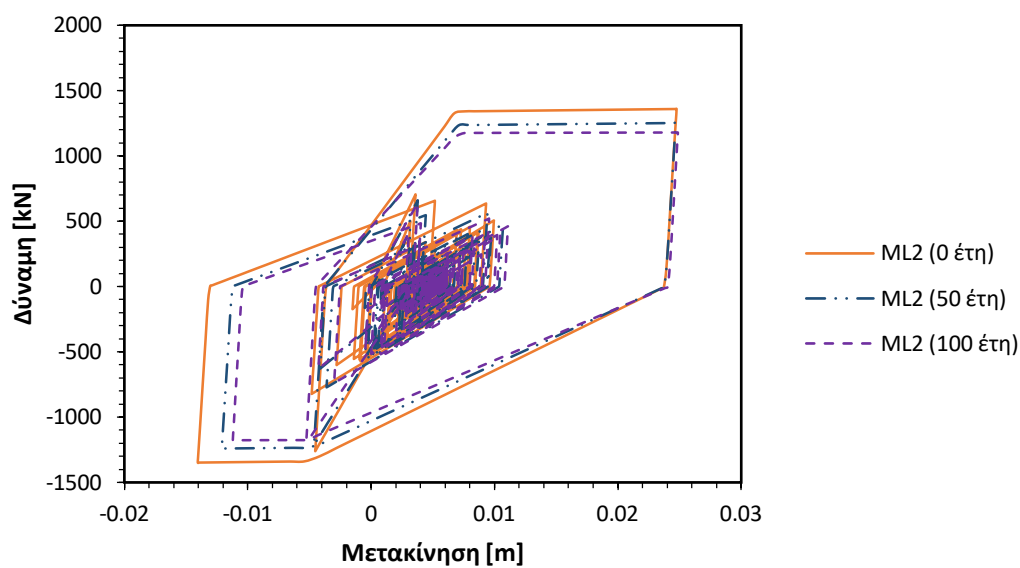
Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	0.00429	0.00515	0.00560	20.0	30.5
2	0.00757	0.01069	0.01275	41.2	68.4
3	0.00773	0.01099	0.01333	42.2	72.4
4	0.00392	0.00584	0.00736	49.0	87.8
5	0.00736	0.01000	0.01205	35.9	63.7
6	0.00774	0.00982	0.01188	26.9	53.5
Ακολουθία	0.00774	0.01099	0.01333	42.0	72.2

Πίνακας 7.17 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Β.

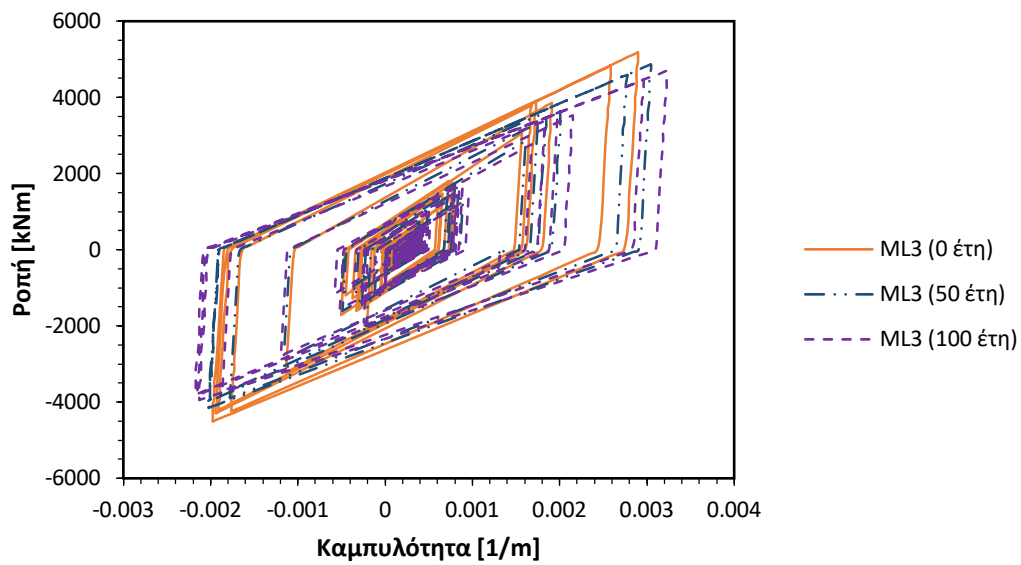
### 7.4.2 Βάση υποστυλώματος Β



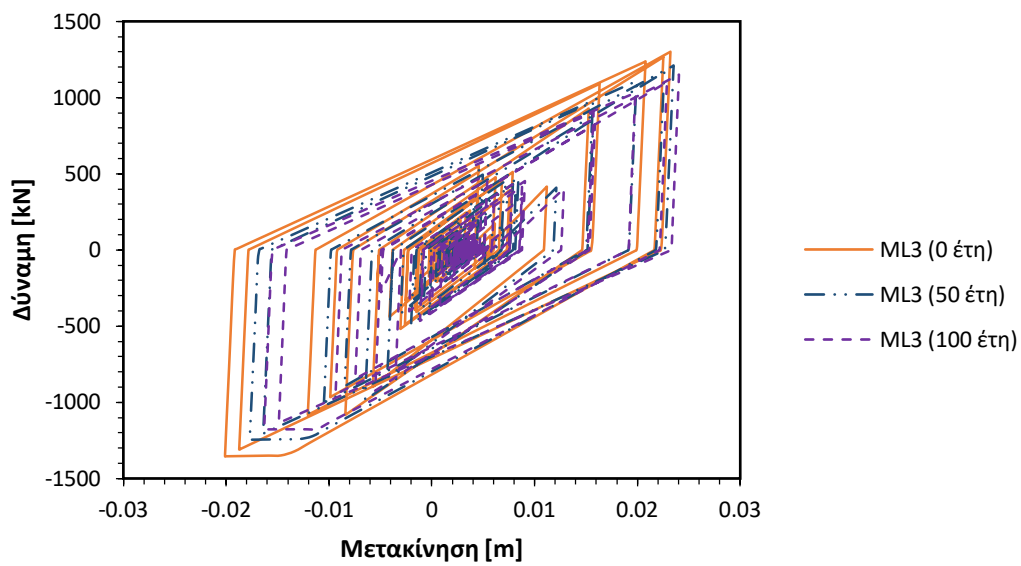
Εικόνα 7.35 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



Εικόνα 7.36 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).

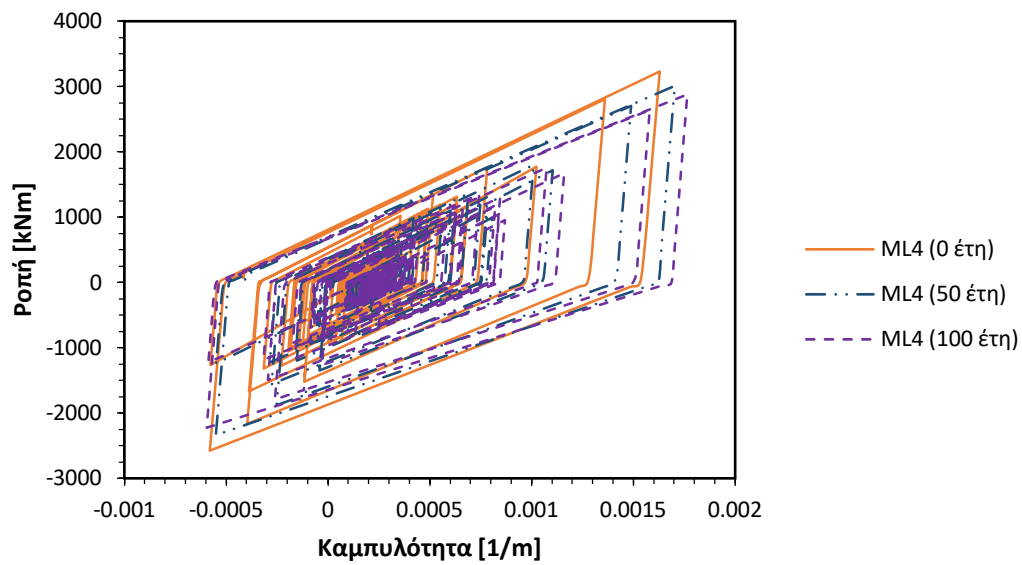


Εικόνα 7.37 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).

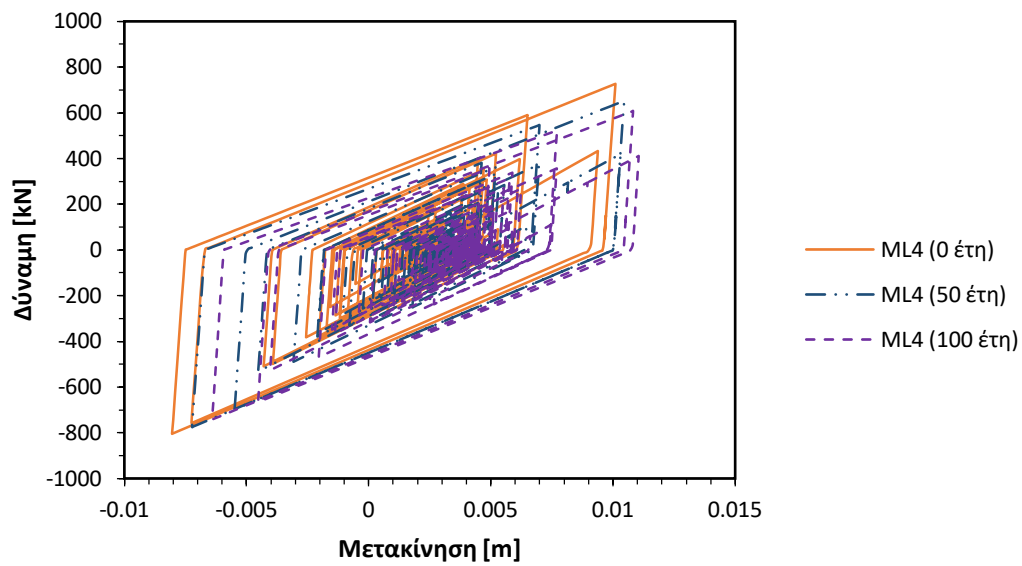


Εικόνα 7.38 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).

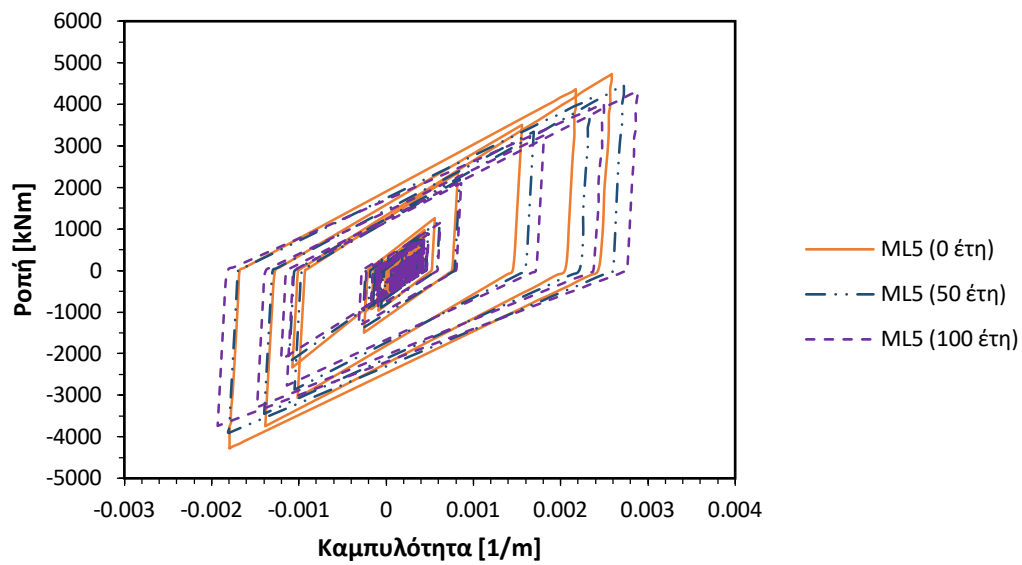




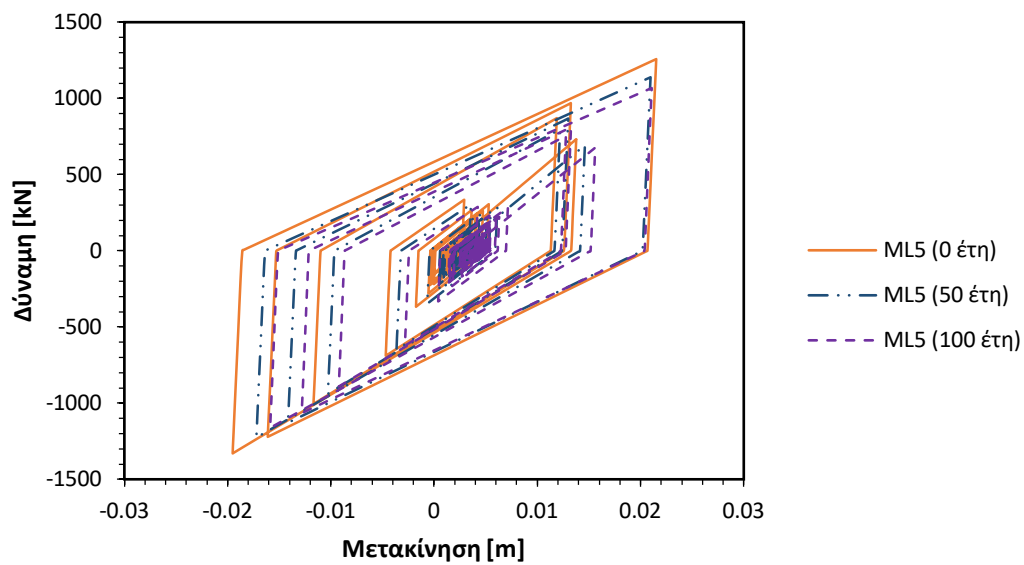
Εικόνα 7.39 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



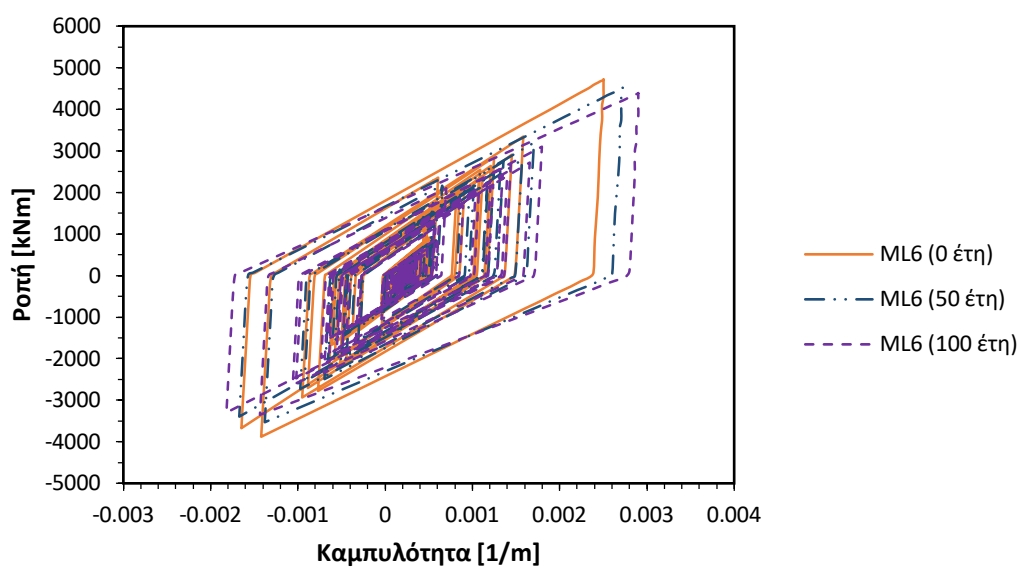
Εικόνα 7.40 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



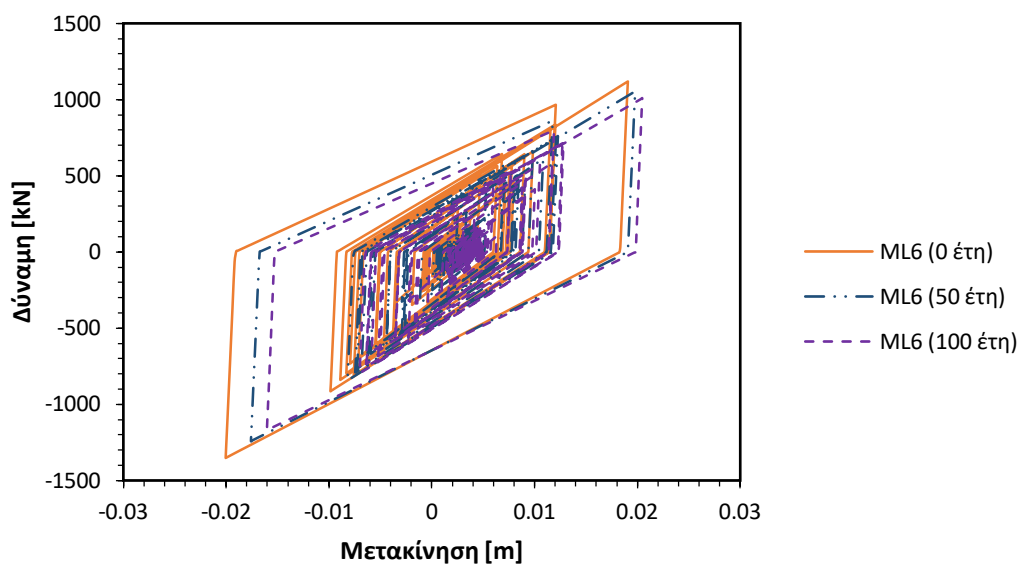
Εικόνα 7.41 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.42 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.43 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.44 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Β (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).

Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	0.107	0.116	0.108	9.1	1.8
2	0.137	0.148	0.138	8.4	1.3
3	0.132	0.147	0.141	11.3	6.3
4	0.073	0.081	0.075	10.8	3.7
5	0.116	0.129	0.123	11.5	6.3
6	0.114	0.131	0.126	15.1	10.6
Ακολουθία	0.154	0.168	0.157	9.3	2.5

Πίνακας 7.18 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Β.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	4.09	3.81	3.66	-6.9	-10.6
2	3.96	3.43	3.18	-13.4	-19.8
3	8.04	6.84	6.21	-14.9	-22.8
4	2.17	2.01	1.87	-7.6	-13.9
5	4.47	3.78	3.44	-15.5	-23.2
6	6.31	5.45	4.97	-13.6	-21.2
Ακολουθία	29.04	25.31	23.32	-12.8	-19.7

Πίνακας 7.19 Υστερητική ενέργεια στη βάση του υποστυλώματος Β.

Διέγερση	μm (0 έτη)	μm (50 έτη)	μm (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	16.18	17.42	19.41	7.6	20.0
2	20.90	22.41	25.05	7.2	19.9
3	19.78	21.77	24.89	10.1	25.9
4	11.12	12.17	13.62	9.5	22.5
5	17.64	19.47	22.23	10.3	26.0
6	17.08	19.47	22.39	14.0	31.1
Ακολουθία	20.90	22.41	25.05	7.2	19.9

Πίνακας 7.20 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Β.

Διέγερση	φmax (0 έτη)	φmax (50 έτη)	φmax (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	0.00237	0.00244	0.00252	2.8	6.1
2	0.00306	0.00314	0.00325	2.4	6.0
3	0.00290	0.00305	0.00323	5.1	11.3
4	0.00163	0.00170	0.00176	4.5	8.3
5	0.00259	0.00272	0.00288	5.4	11.4
6	0.00250	0.00272	0.00290	8.8	15.9
Ακολουθία	0.00306	0.00314	0.00325	2.4	3.5

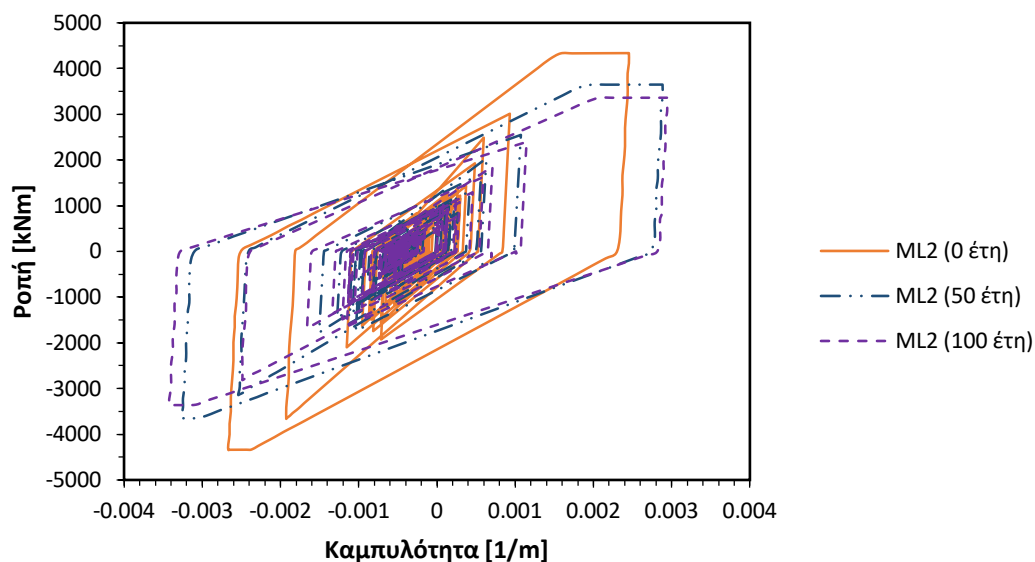
Πίνακας 7.21 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Β.

Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση (%) 0 - 50	Αύξηση (%) 0 - 100
1	0.00685	0.00703	0.00710	2.6	3.6
2	0.02476	0.02469	0.02486	-0.3	0.4
3	0.02321	0.02352	0.02404	1.3	3.6
4	0.01010	0.01046	0.01105	3.6	9.4
5	0.02152	0.02097	0.02108	-2.6	-2.0
6	0.02005	0.01978	0.02047	-1.3	2.1
Ακολουθία	0.02476	0.02469	0.02486	-0.3	0.7

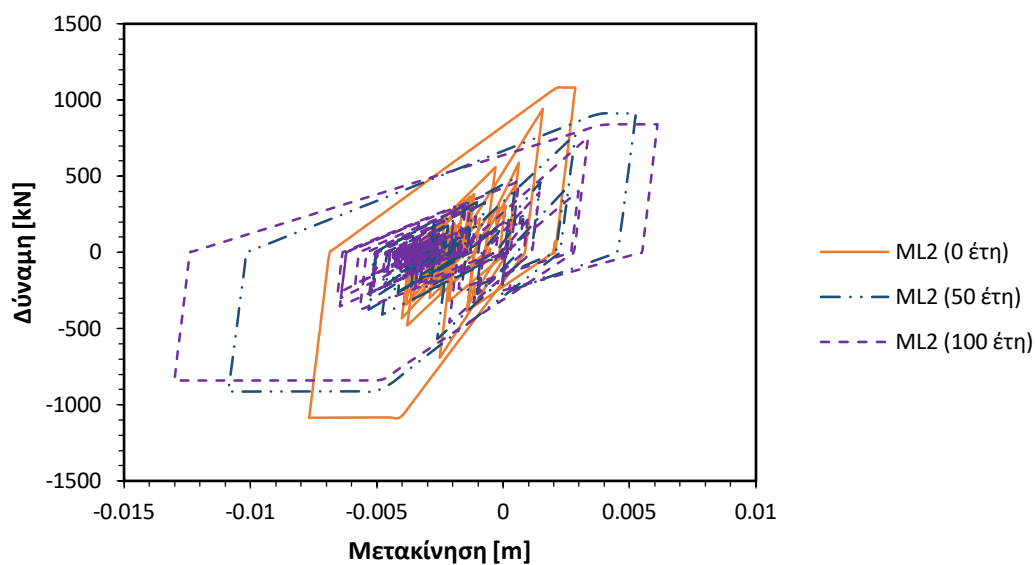
Πίνακας 7.22 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Β.

## 7.5 Υποστυλώμα Γ

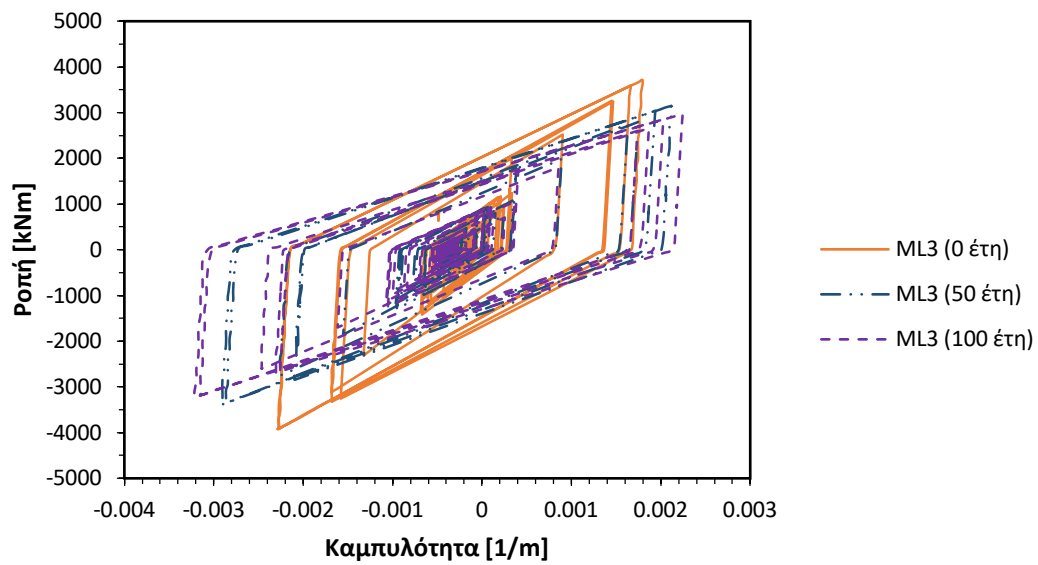
### 7.5.1 Κορυφή υποστυλώματος Γ



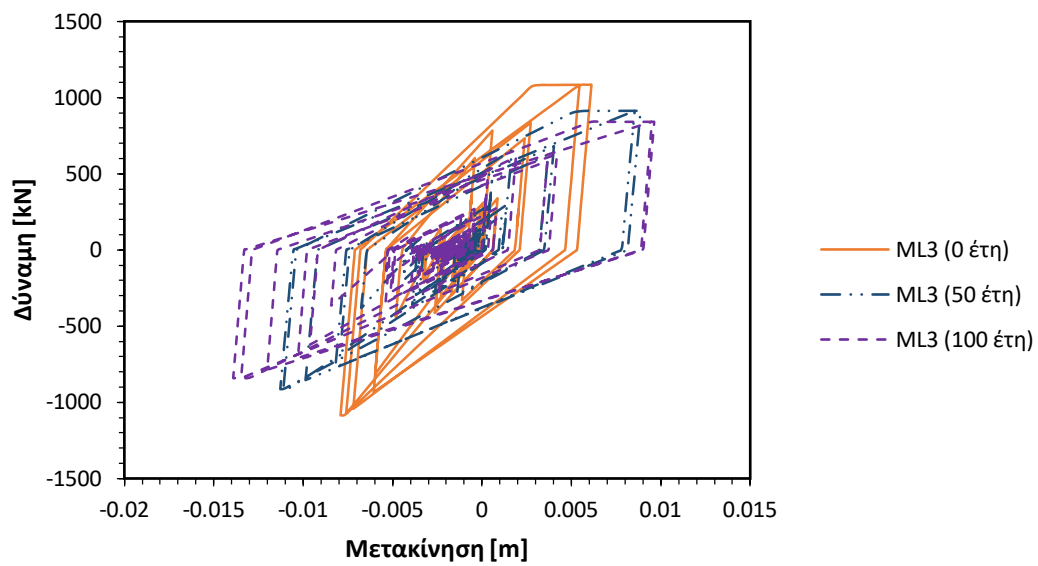
Εικόνα 7.45 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



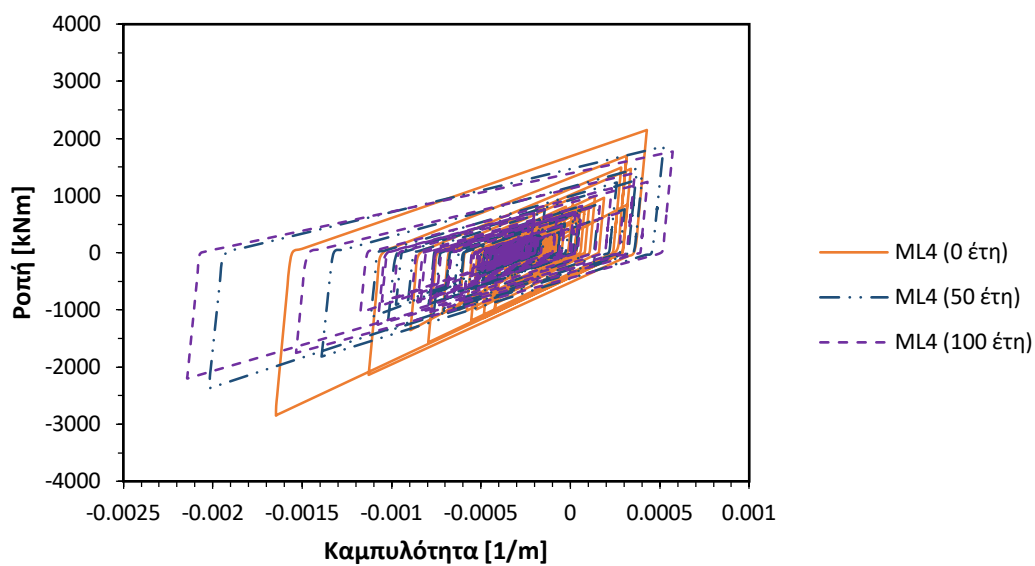
Εικόνα 7.46 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



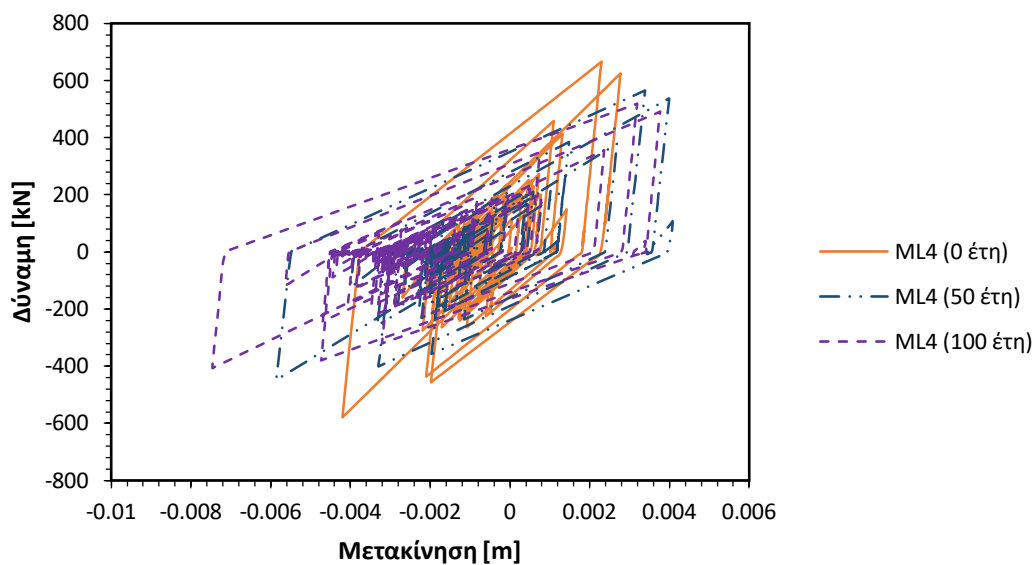
Εικόνα 7.47 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



Εικόνα 7.48 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).

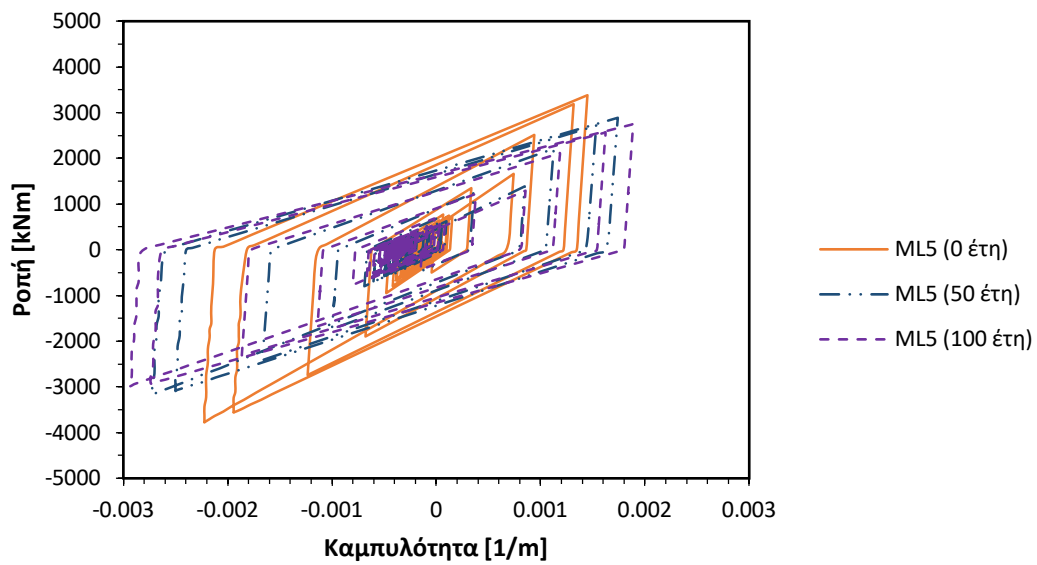


Εικόνα 7.49 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).

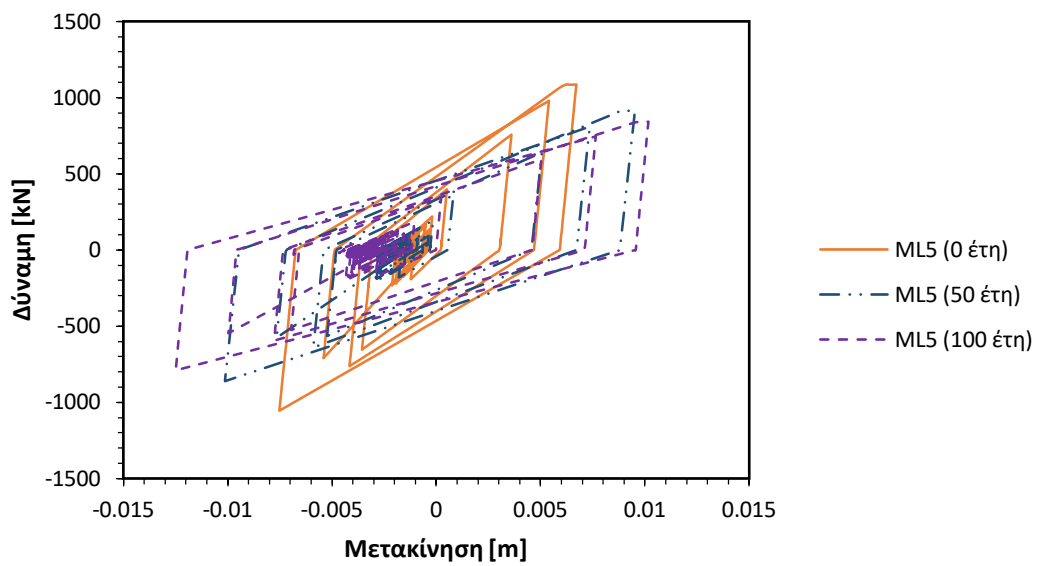


Εικόνα 7.50 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).

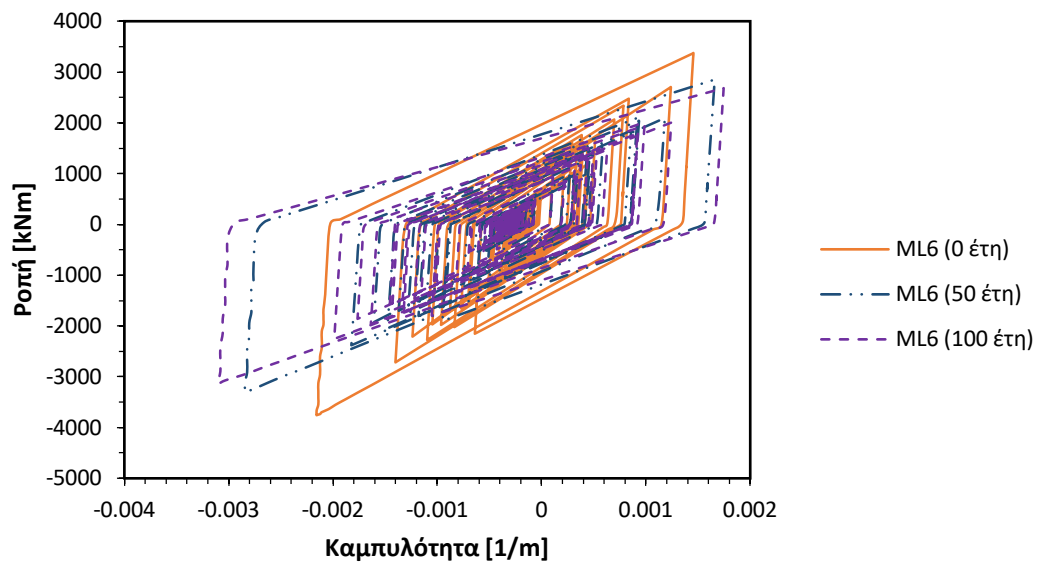




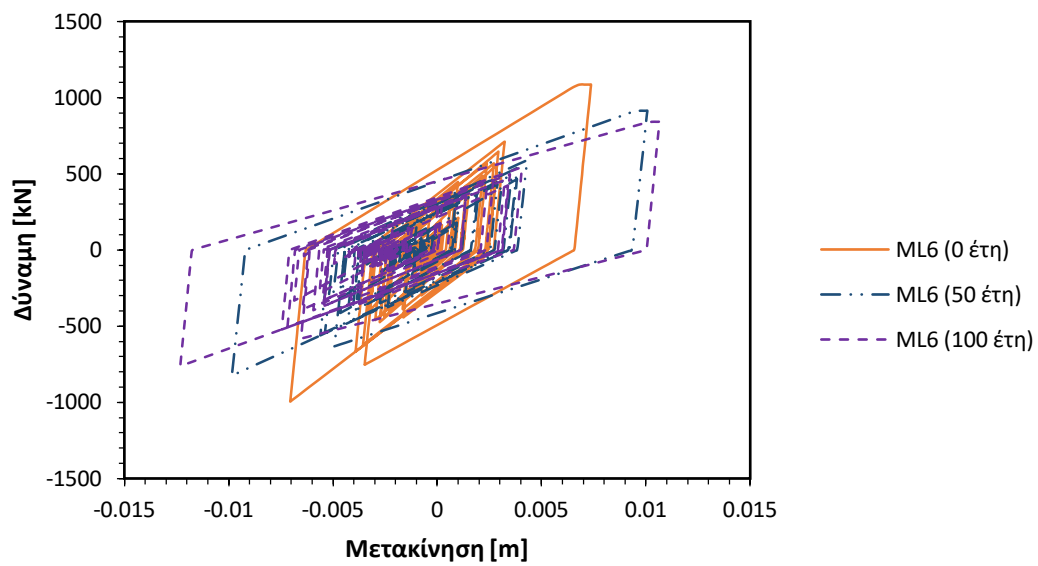
Εικόνα 7.51 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.52 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.53 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.54 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).

Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.100	0.130	0.117	29.6	17.1
2	0.111	0.137	0.127	23.3	14.4
3	0.097	0.124	0.121	28.6	25.3
4	0.069	0.084	0.079	23.2	15.9
5	0.093	0.114	0.109	23.1	17.9
6	0.091	0.120	0.116	32.5	28.0
Ακολουθία	0.120	0.150	0.141	24.8	17.0

Πίνακας 7.23 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Γ.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	3.04	3.27	3.04	7.6	0.02
2	1.62	1.65	1.63	1.7	0.1
3	3.26	3.09	3.04	-5.1	-6.6
4	1.00	0.96	0.90	-4.0	-9.5
5	1.84	1.67	1.64	-9.0	-10.7
6	2.63	2.51	2.40	-4.6	-8.8
Ακολουθία	13.38	13.15	12.65	-1.8	-5.5

Πίνακας 7.24 Υστερητική ενέργεια που στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.

Διέγερση	μ <sub>max</sub> (0 έτη)	μ <sub>max</sub> (50 έτη)	μ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	18.23	24.75	28.94	35.8	58.7
2	20.51	26.56	31.91	29.5	55.6
3	17.59	23.77	30.00	35.1	70.5
4	12.66	16.39	19.99	29.5	57.9
5	17.09	22.13	27.45	29.5	60.6
6	16.58	23.11	28.94	39.4	74.5
Ακολουθία	20.51	26.56	31.91	29.5	55.6

Πίνακας 7.25 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.

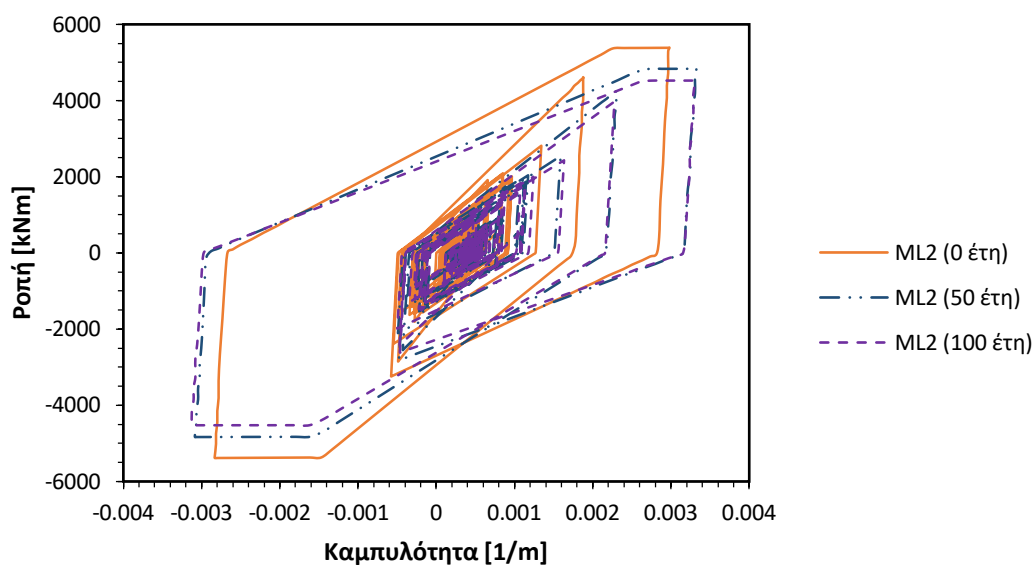
Διέγερση	φ <sub>max</sub> (0 έτη)	φ <sub>max</sub> (50 έτη)	φ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00237	0.00304	0.00310	28.4	30.8
2	0.00267	0.00327	0.00342	22.5	28.3
3	0.00229	0.00292	0.00322	27.7	40.5
4	0.00165	0.00202	0.00214	22.5	30.2
5	0.00222	0.00272	0.00294	22.5	32.4
6	0.00216	0.00284	0.00310	31.8	43.8
Ακολουθία	0.00267	0.00327	0.00342	22.5	28.3

Πίνακας 7.26 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.

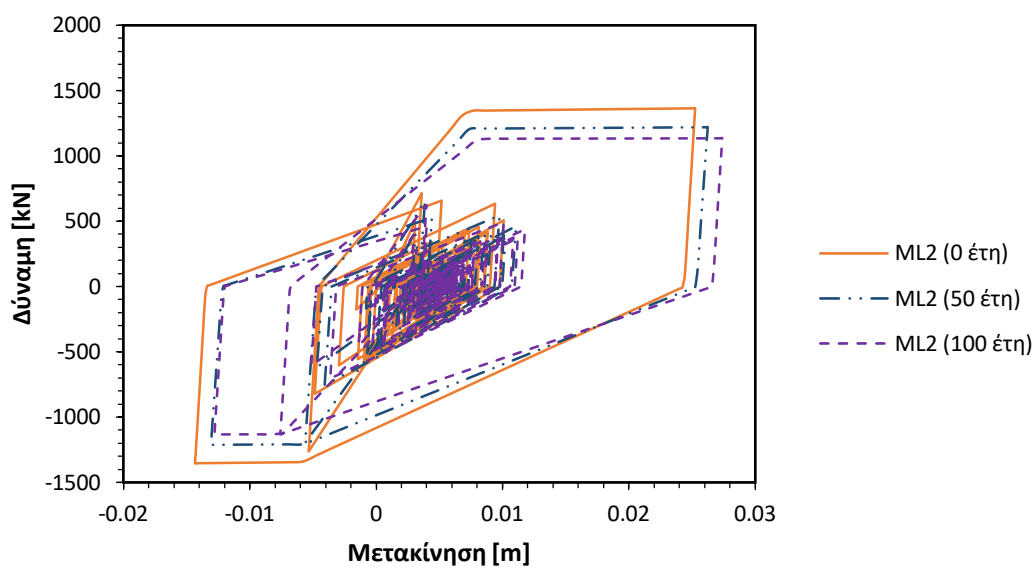
Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00404	0.00485	0.00482	20.0	19.3
2	0.00768	0.01087	0.01301	41.5	69.4
3	0.00791	0.01128	0.01391	42.6	75.9
4	0.0042	0.00586	0.00746	39.5	77.6
5	0.00752	0.01013	0.01249	34.7	66.1
6	0.00737	0.01007	0.01232	36.6	67.2
Ακολουθία	0.00791	0.01128	0.01391	42.6	75.9

Πίνακας 7.27 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στην κορυφή του υποστυλώματος Γ.

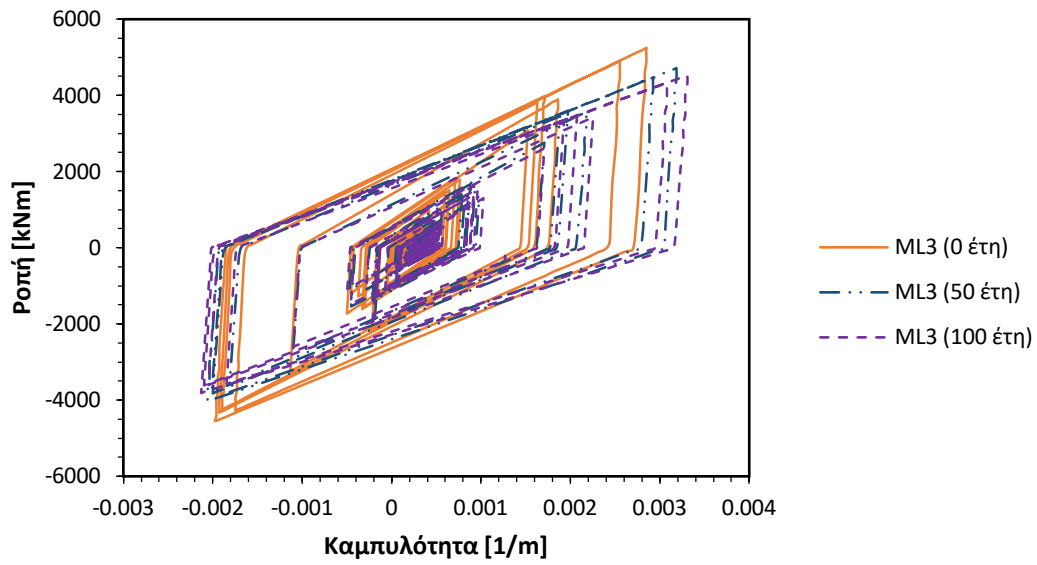
### 7.5.2 Βάση υποστυλώματος Γ



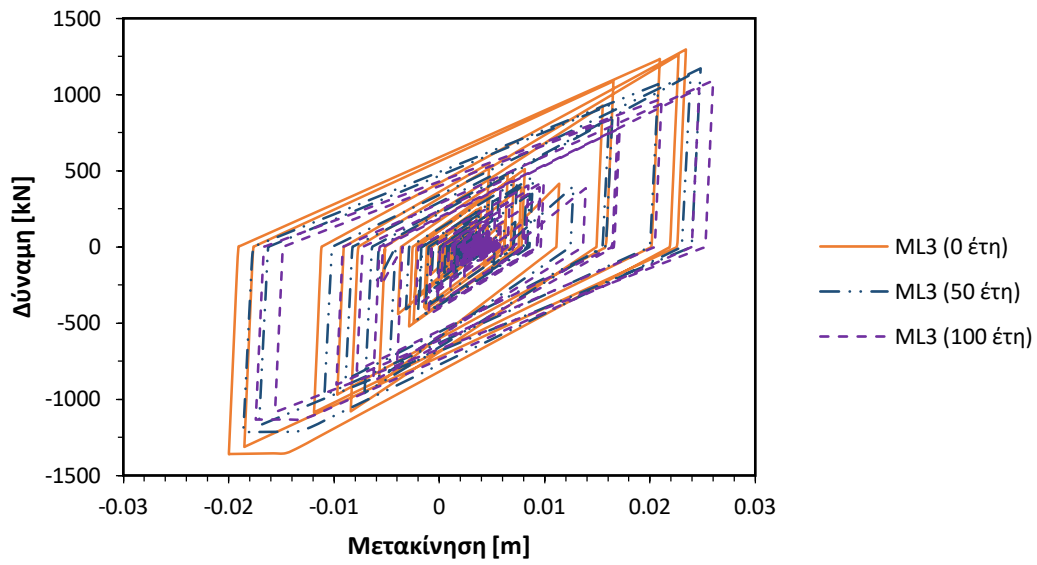
Εικόνα 7.55 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



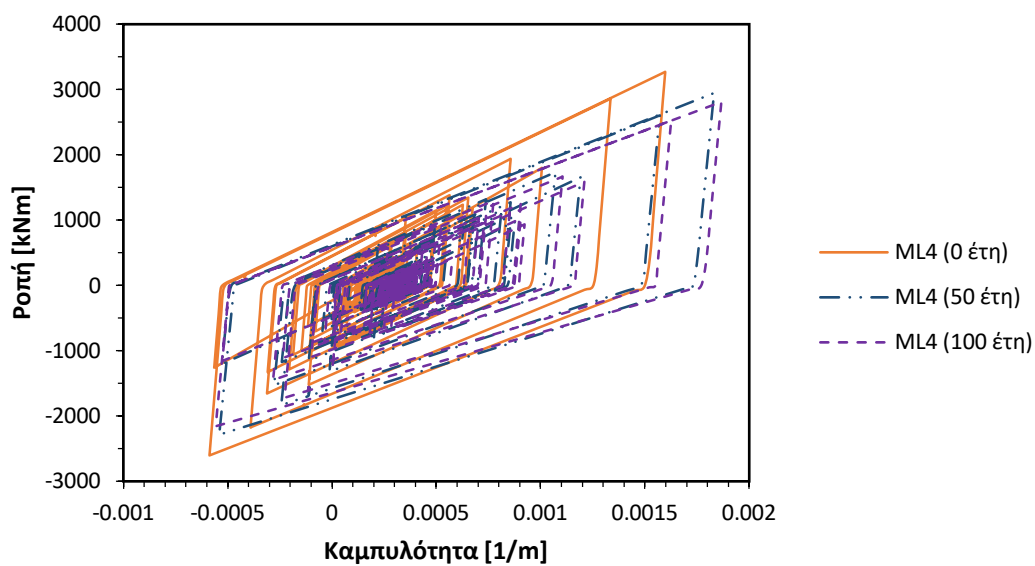
Εικόνα 7.56 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



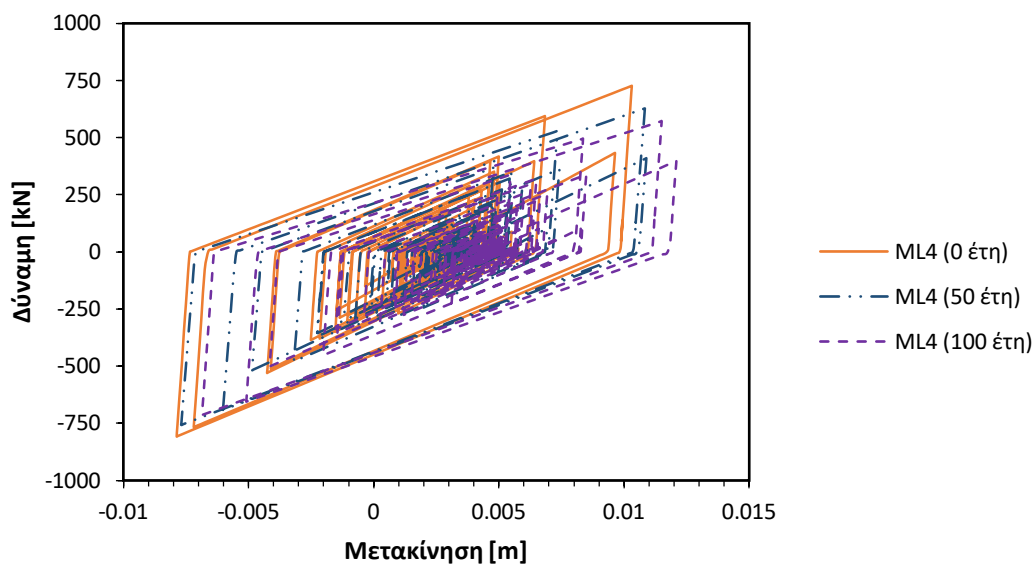
Εικόνα 7.57 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



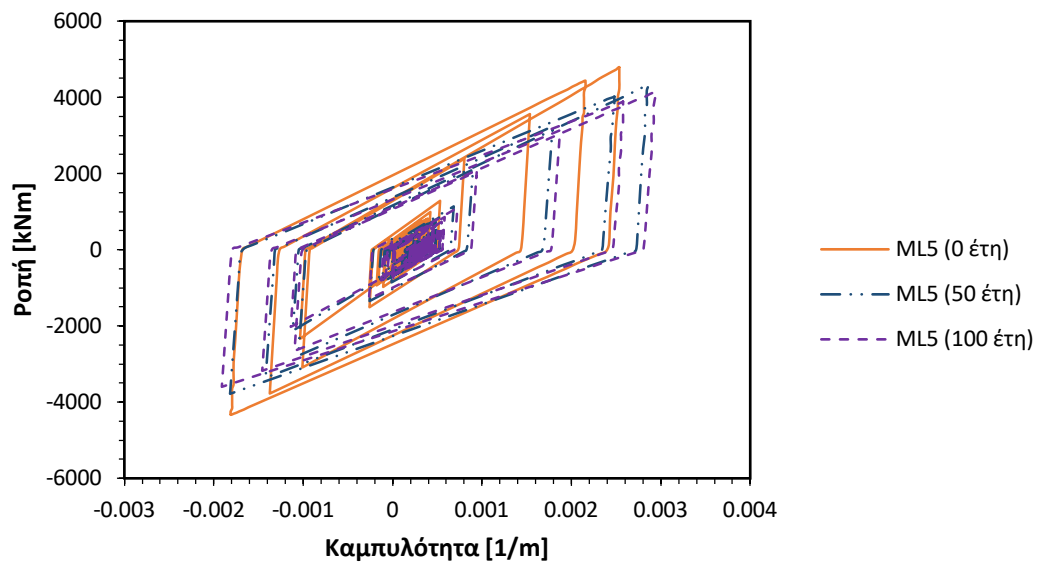
Εικόνα 7.58 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



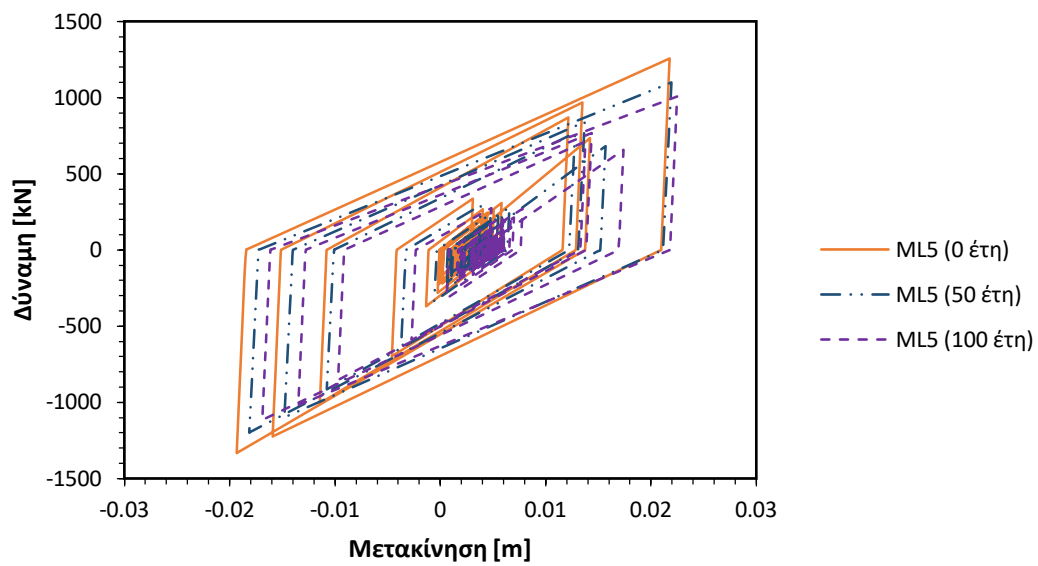
Εικόνα 7.59 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



Εικόνα 7.60 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).

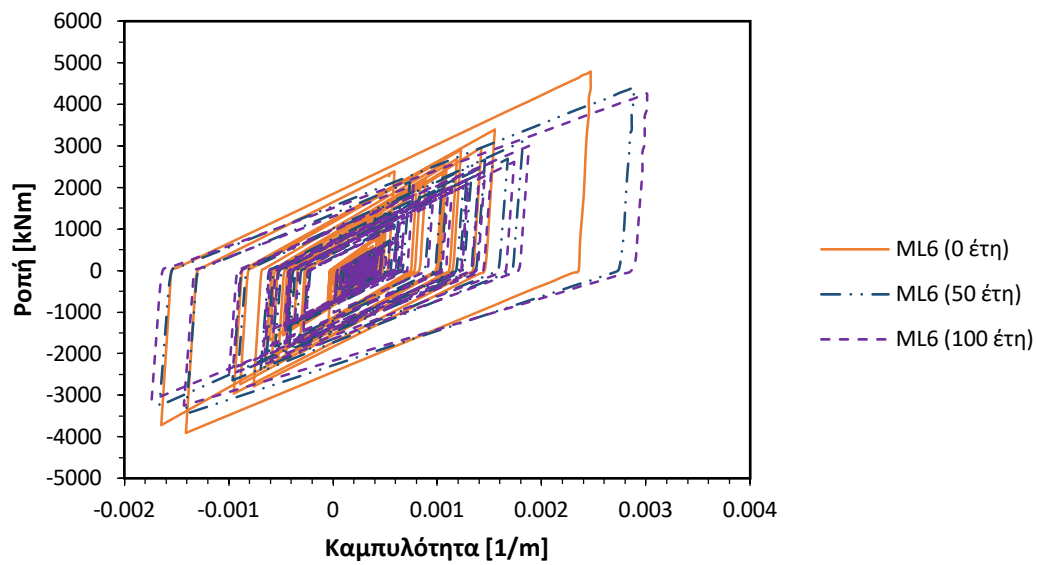


Εικόνα 7.61 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).

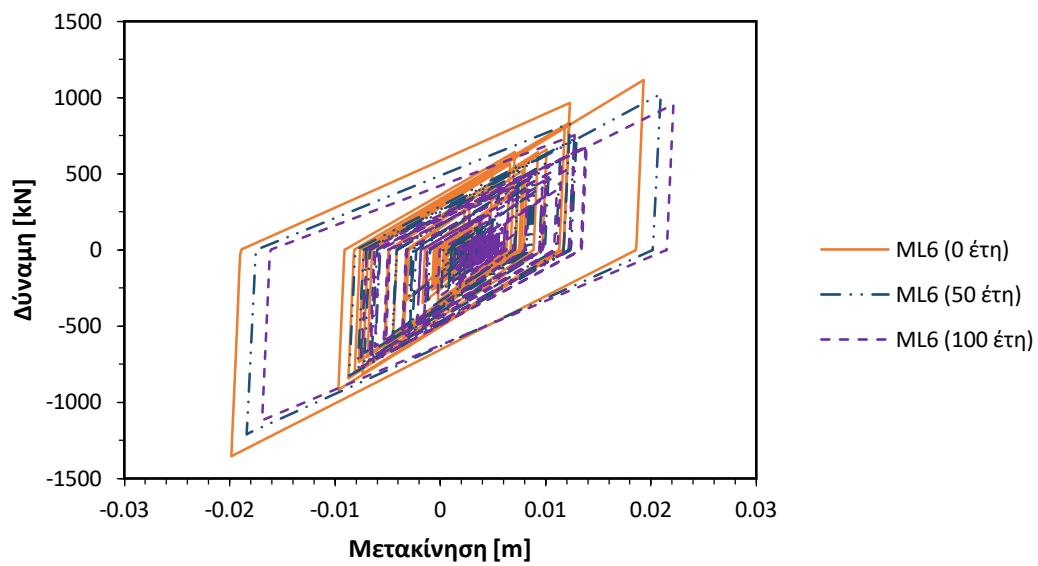


Εικόνα 7.62 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).





Εικόνα 7.63 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.64 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Γ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).

Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.102	0.121	0.107	18.2	4.5
2	0.133	0.150	0.132	12.5	-0.9
3	0.130	0.147	0.135	12.8	3.7
4	0.071	0.083	0.074	15.6	4.3
5	0.114	0.130	0.118	13.7	3.4
6	0.112	0.132	0.122	17.6	8.7
Ακολουθία	0.150	0.171	0.152	13.6	1.6

Πίνακας 7.28 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Γ.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	4.307	4.082	4.117	-5.2	-4.4
2	4.036	3.580	3.411	-11.3	-15.5
3	7.987	6.982	6.304	-12.6	-21.1
4	2.172	2.054	1.900	-5.4	-12.5
5	4.443	3.848	1.900	-13.4	-57.2
6	6.263	5.542	3.480	-11.5	-44.4
Ακολουθία	29.208	26.087	21.111	-10.7	-27.7

Πίνακας 7.29 Υστερητική ενέργεια που στη βάση του υποστυλώματος Γ.

Διέγερση	μ <sub>max</sub> (0 έτη)	μ <sub>max</sub> (50 έτη)	μ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	16.43	17.60	19.66	7.1	19.7
2	21.55	22.00	24.58	2.1	14.1
3	20.60	21.07	24.58	2.3	19.3
4	11.55	12.11	13.87	4.9	20.1
5	18.33	18.93	21.86	3.3	19.3
6	17.86	19.07	22.37	6.8	25.3
Ακολουθία	21.55	22.00	24.58	2.1	14.1

Πίνακας 7.30 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Γ.

Διέγερση	φ <sub>max</sub> (0 έτη)	φ <sub>max</sub> (50 έτη)	φ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00227	0.00266	0.00265	17.1	16.5
2	0.00298	0.00333	0.00331	11.6	11.0
3	0.00285	0.00319	0.00331	11.8	16.1
4	0.00160	0.00183	0.00187	14.7	16.8
5	0.00254	0.00286	0.00294	12.9	16.1
6	0.00247	0.00288	0.00301	16.7	21.9
Ακολουθία	0.00298	0.00333	0.00331	11.6	11.0

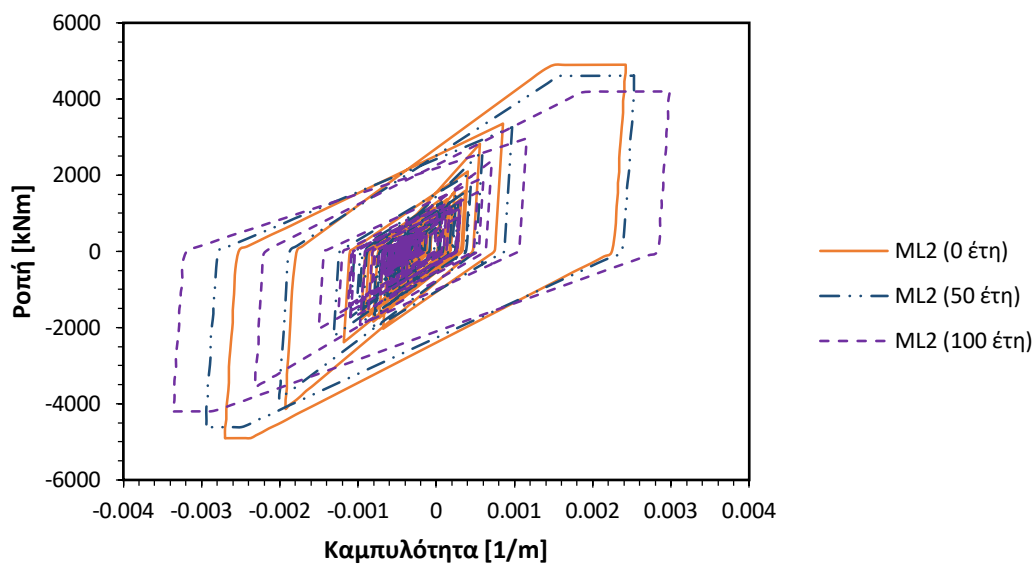
Πίνακας 7.31 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Γ.

Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00713	0.00741	0.00810	3.9	13.6
2	0.02524	0.02623	0.02739	3.9	8.5
3	0.02341	0.02481	0.02599	6.0	11.0
4	0.01031	0.01089	0.01209	5.6	17.3
5	0.02177	0.02194	0.02248	0.8	3.3
6	0.01984	0.02092	0.02213	5.4	11.5
Ακολουθία	0.02524	0.02623	0.02739	3.9	8.5

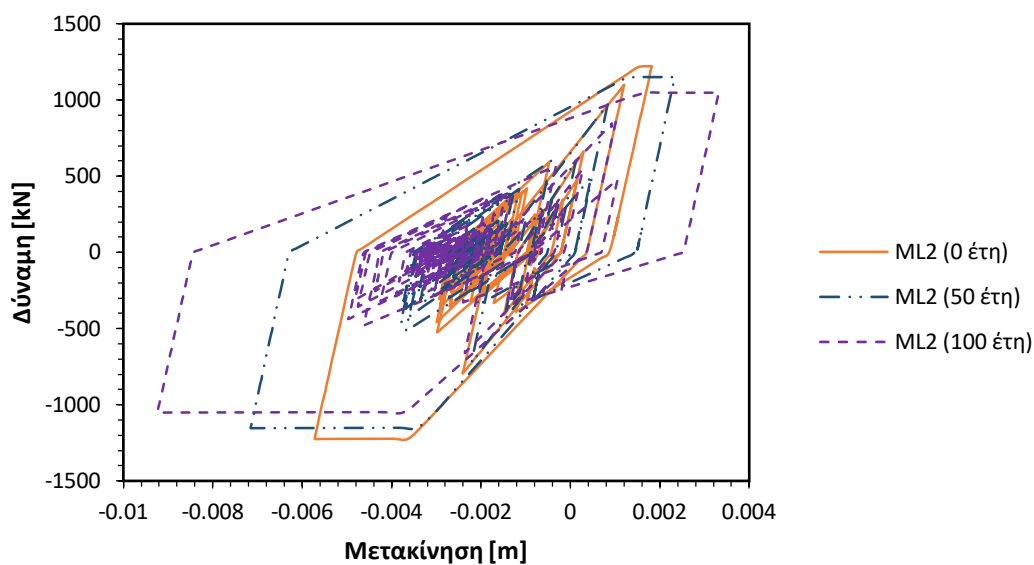
Πίνακας 7.32 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Γ.

## 7.6 Υποστύλωμα Δ

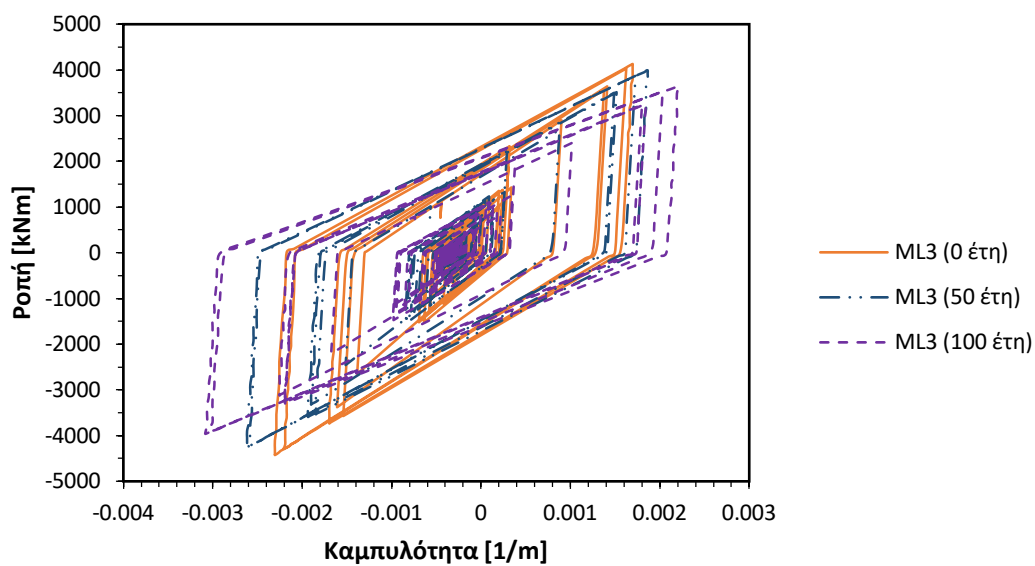
### 7.6.1 Κορυφή υποστυλώματος Δ



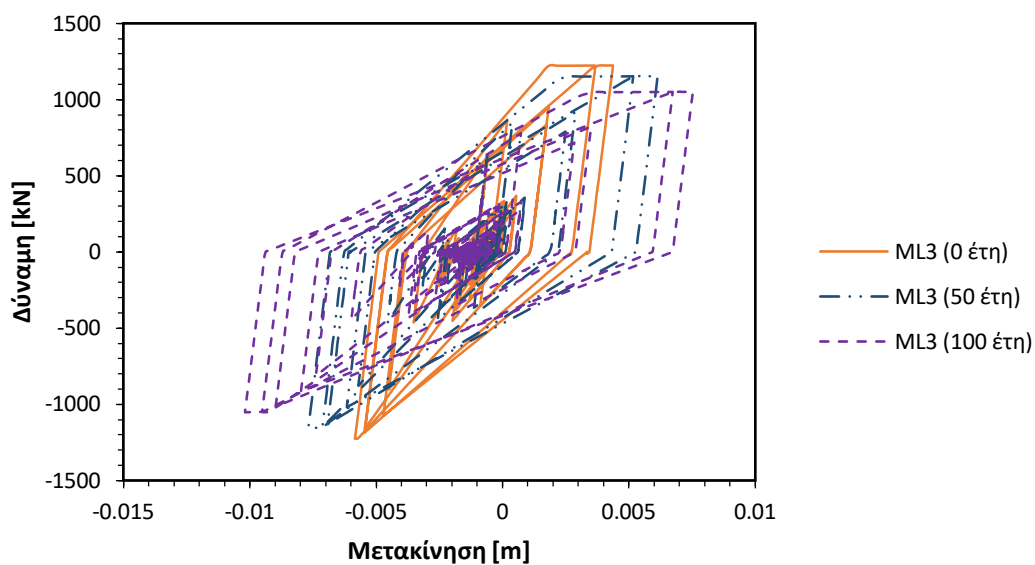
Εικόνα 7.65 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



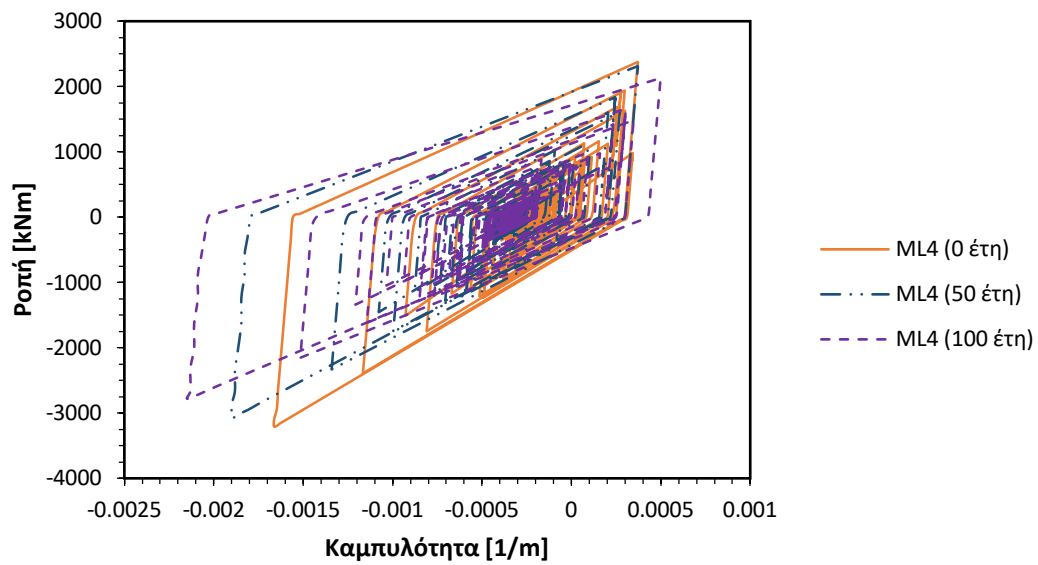
Εικόνα 7.66 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



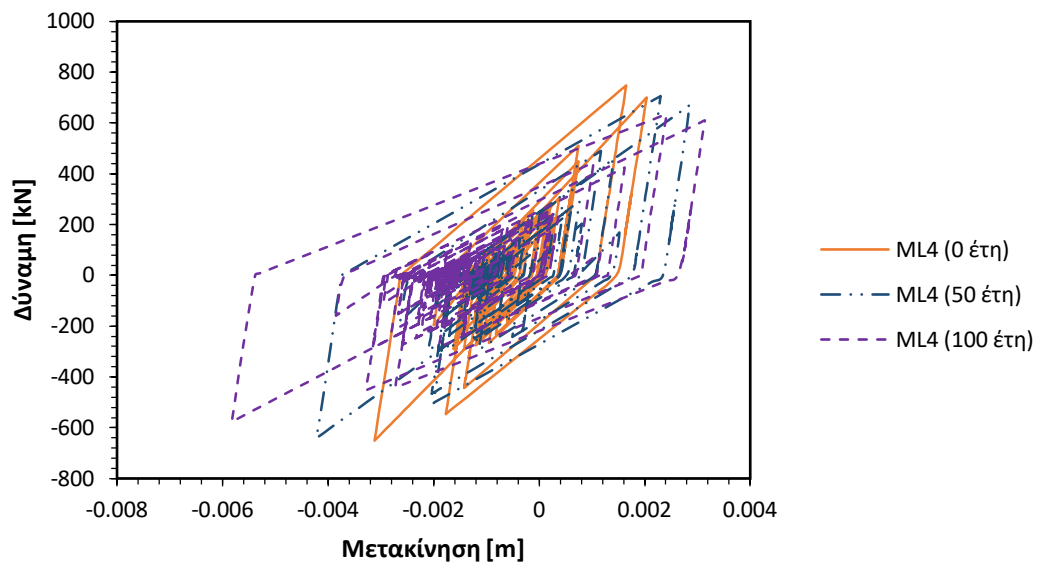
Εικόνα 7.67 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



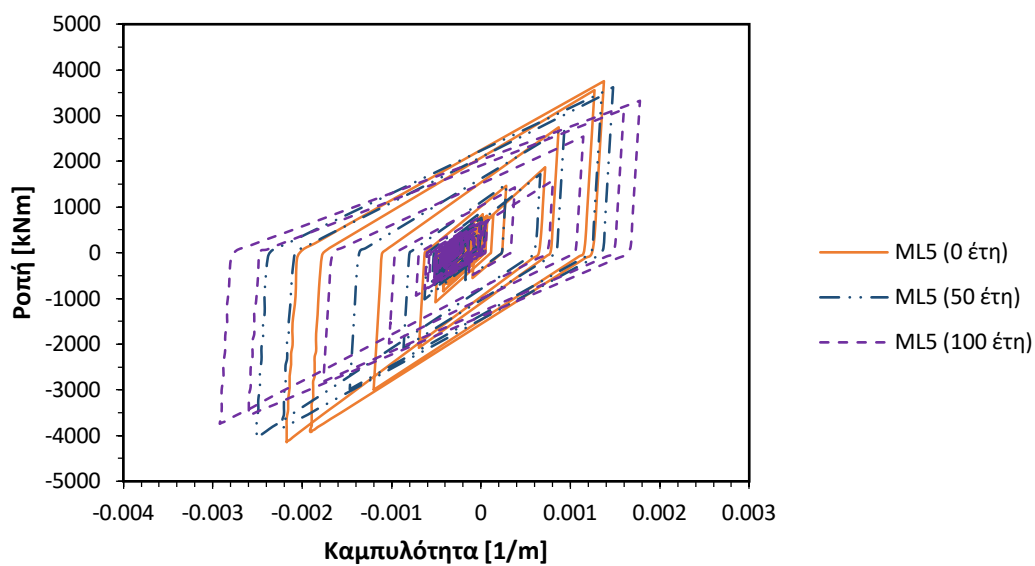
Εικόνα 7.68 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



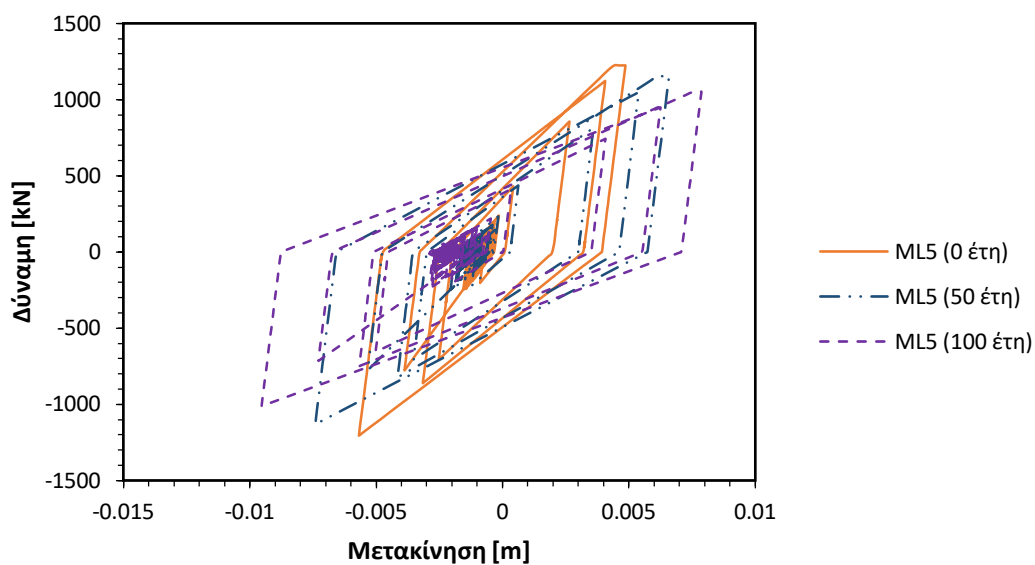
Εικόνα 7.69 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



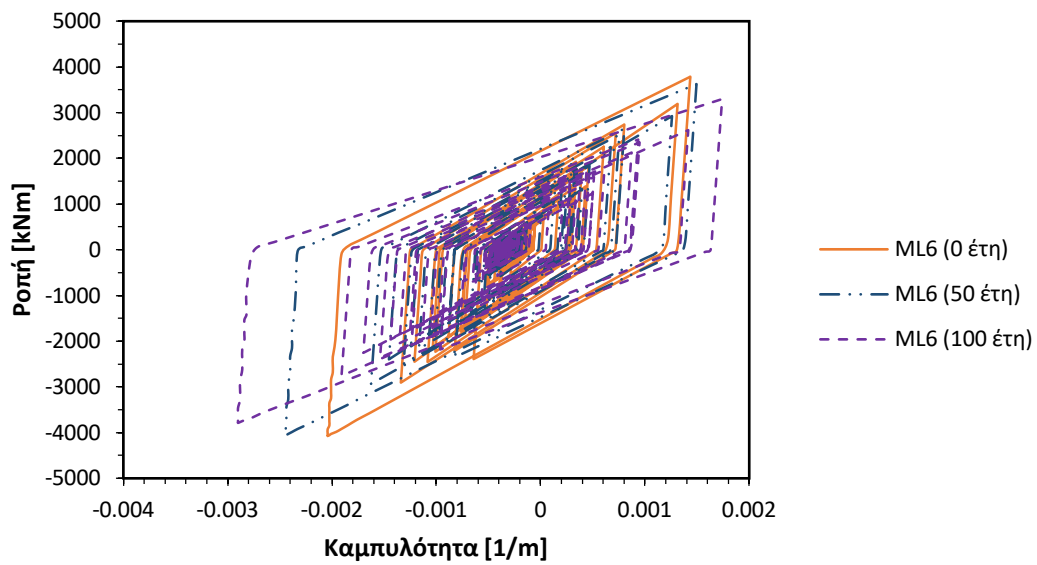
Εικόνα 7.70 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



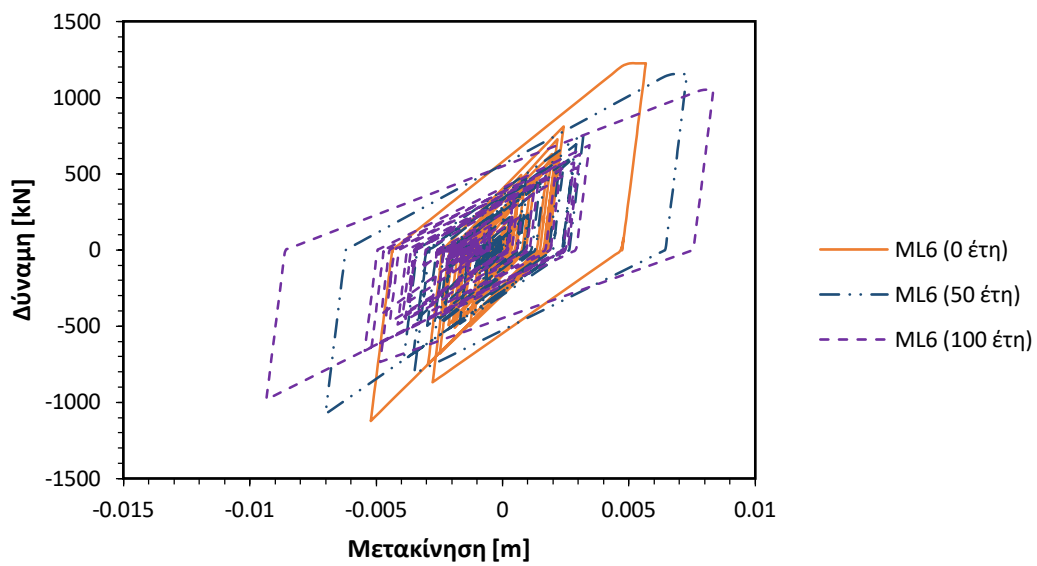
Εικόνα 7.71 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.72 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.73 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την κορυφή του υποστυλώματος  $\Delta$  (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.74 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την κορυφή του υποστυλώματος  $\Delta$  (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.101	0.110	0.121	8.4	19.6
2	0.114	0.129	0.142	13.7	24.4
3	0.098	0.116	0.132	18.0	33.7
4	0.070	0.083	0.090	18.7	29.0
5	0.092	0.110	0.123	19.9	34.0
6	0.087	0.109	0.123	24.9	41.7
Ακολουθία	0.122	0.140	0.154	14.5	26.1

Πίνακας 7.33 Δείκτης βλαβών για την κορυφή του υποστυλώματος Δ.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	3.12	2.95	2.96	-5.4	-5.3
2	1.59	1.63	1.68	2.0	5.4
3	3.29	3.52	3.54	7.2	7.8
4	1.00	1.10	1.10	10.5	10.0
5	1.91	2.01	1.97	5.3	3.3
6	2.71	2.90	2.89	6.9	6.5
Ακολουθία	13.62	14.11	14.14	3.6	3.8

Πίνακας 7.34 Υστερητική ενέργεια που στην κορυφή του υποστυλώματος Δ.

Διέγερση	μ <sub>max</sub> (0 έτη)	μ <sub>max</sub> (50 έτη)	μ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	15.65	17.47	20.90	11.6	33.5
2	17.83	20.89	24.78	17.2	39.0
3	15.22	18.48	22.69	21.4	49.1
4	10.98	13.42	15.82	22.2	44.1
5	14.35	17.72	21.49	23.5	49.8
6	13.48	17.34	21.34	28.7	58.4
Ακολουθία	17.83	20.89	24.78	17.2	39.0

Πίνακας 7.35 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Δ.

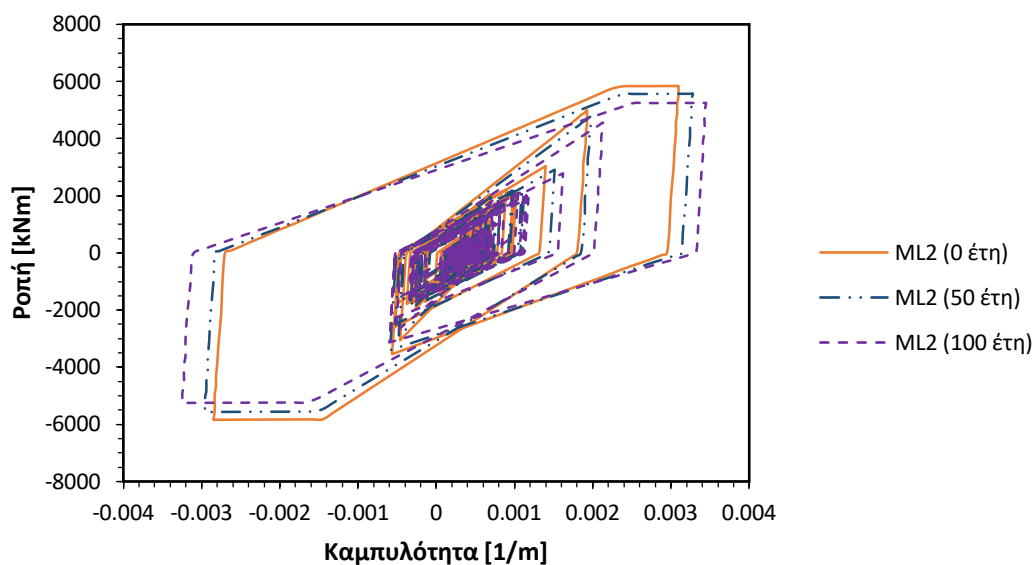
Διέγερση	φ <sub>max</sub> (0 έτη)	φ <sub>max</sub> (50 έτη)	φ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00237	0.00247	0.00284	4.3	19.8
2	0.00270	0.00296	0.00337	9.5	24.7
3	0.00231	0.00262	0.00308	13.5	33.8
4	0.00166	0.00190	0.00215	14.2	29.3
5	0.00217	0.00251	0.00292	15.4	34.4
6	0.00204	0.00246	0.00290	20.2	42.1
Ακολουθία	0.00270	0.00296	0.00337	9.5	24.7

Πίνακας 7.36 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στην κορυφή του υποστυλώματος Δ.

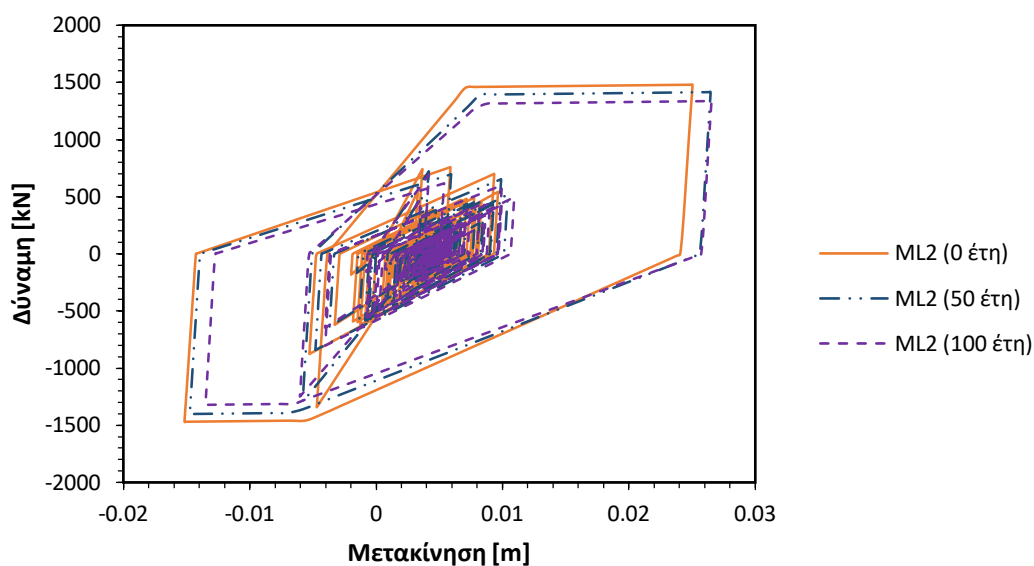
Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00359	0.00333	0.00367	-7.2	2.2
2	0.00572	0.00715	0.00924	25.0	61.5
3	0.00584	0.00768	0.01019	31.5	74.5
4	0.00312	0.00422	0.00583	35.3	86.9
5	0.00568	0.00741	0.00953	30.5	67.8
6	0.00567	0.00730	0.00934	28.7	64.7
Ακολουθία	0.00584	0.00768	0.01019	31.5	74.5

Πίνακας 7.37 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στην κορυφή του υποστυλώματος Δ.

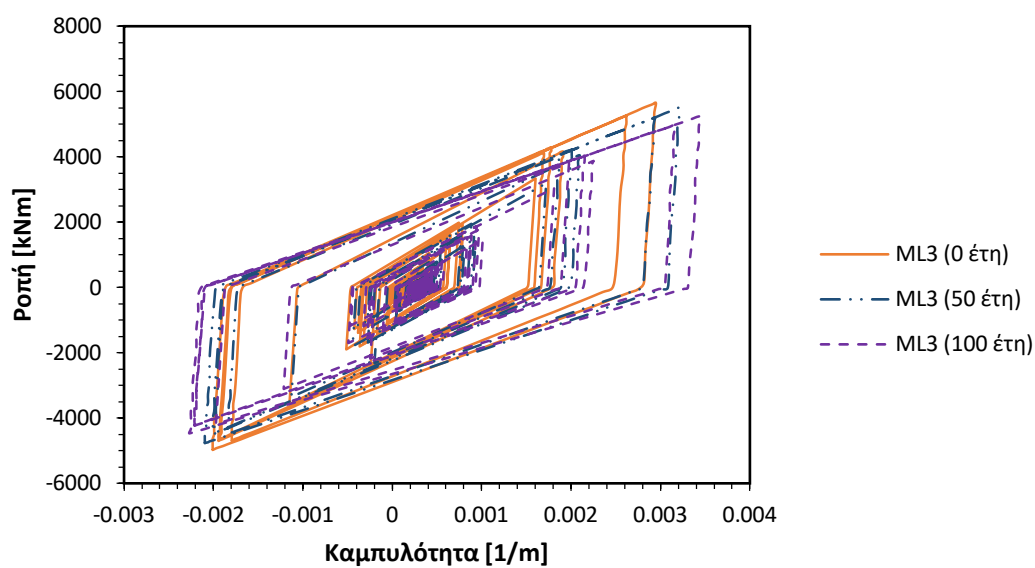
### 7.6.2 Βάση υποστυλώματος Δ



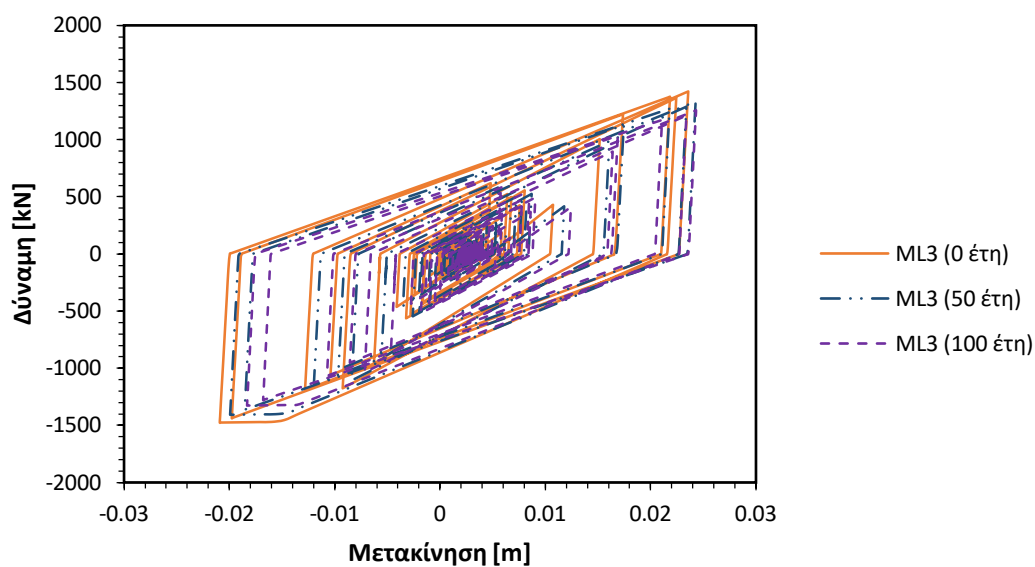
Εικόνα 7.75 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



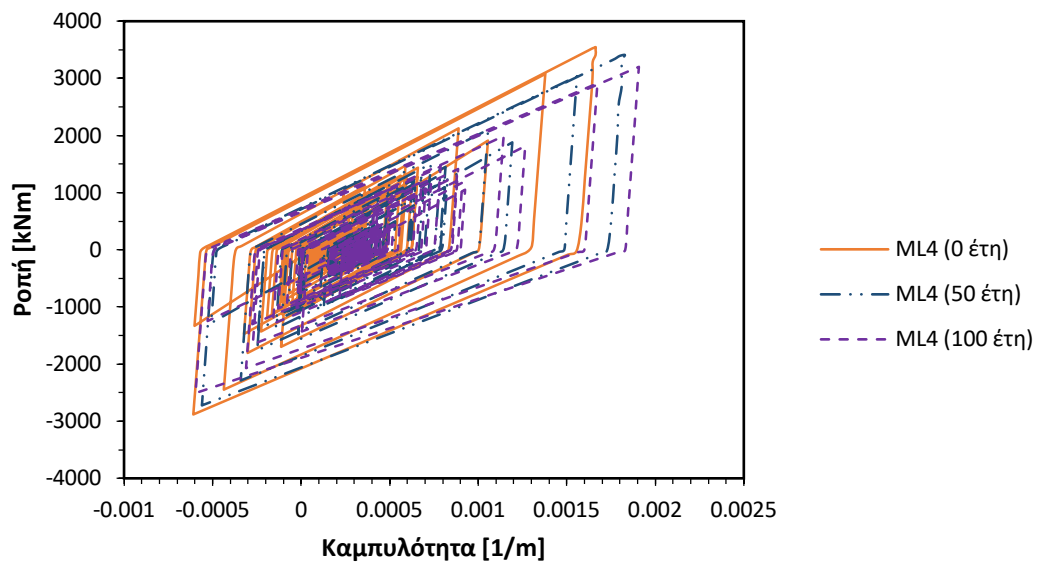
Εικόνα 7.76 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 2).



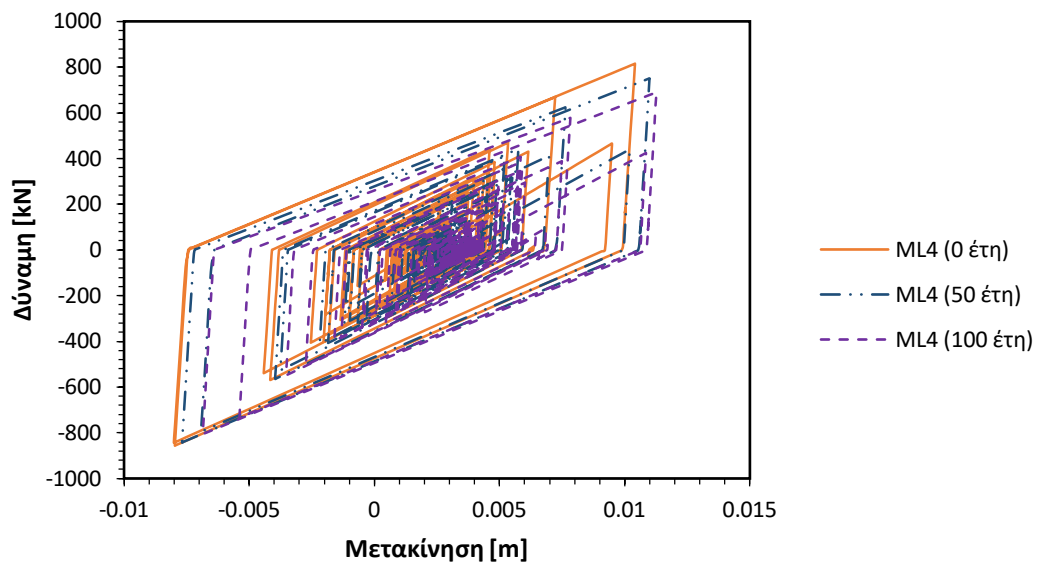
Εικόνα 7.77 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



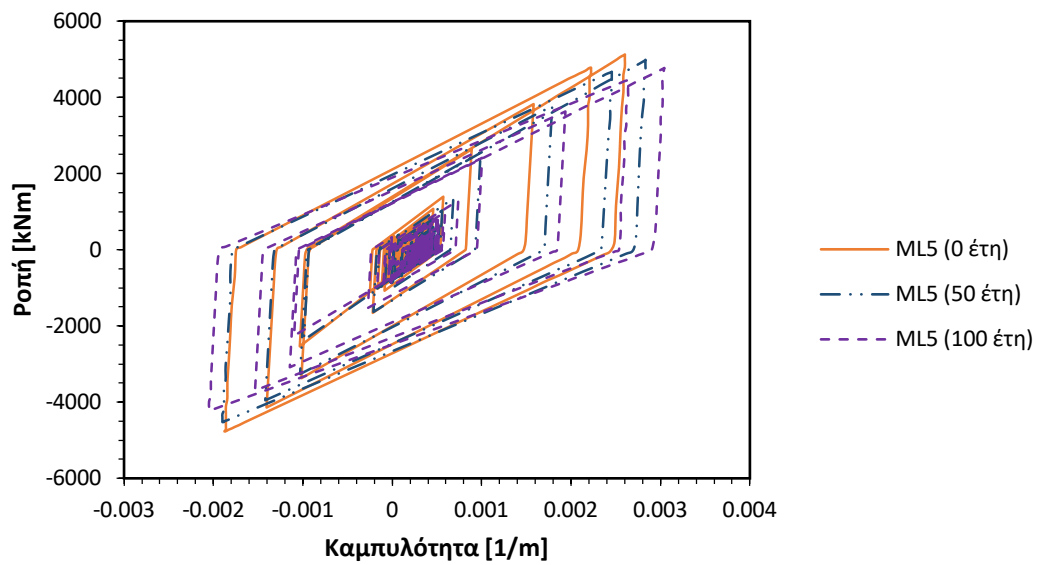
Εικόνα 7.78 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 3).



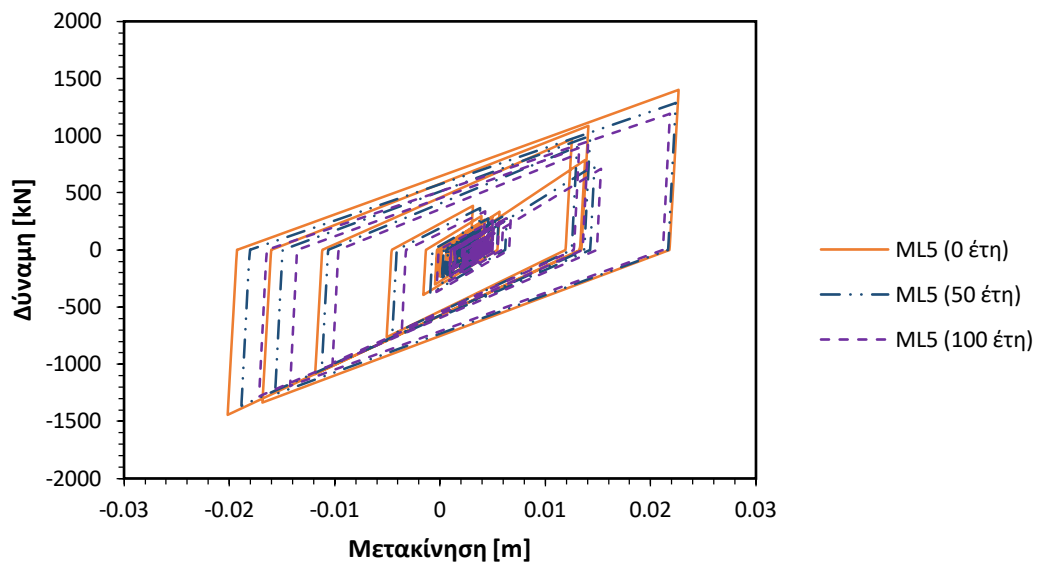
Εικόνα 7.79 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



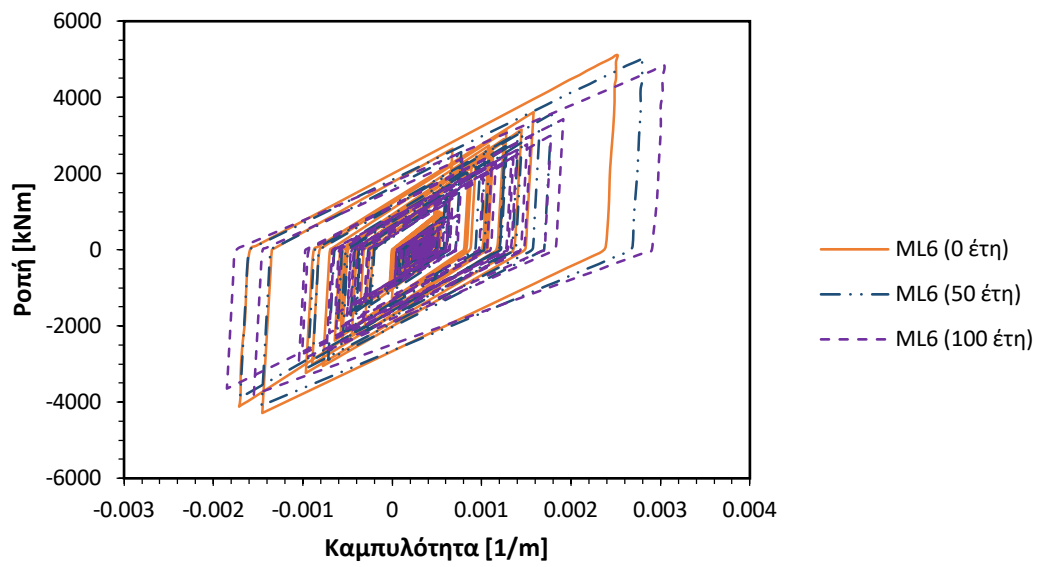
Εικόνα 7.80 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 4).



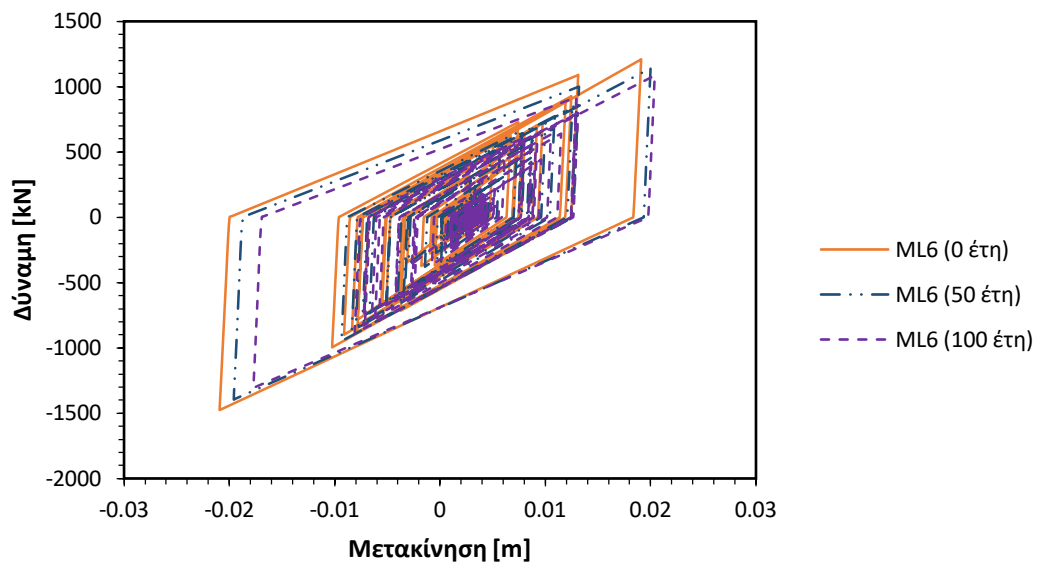
Εικόνα 7.81 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.82 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 5).



Εικόνα 7.83 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής-καμπυλότητας για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).



Εικόνα 7.84 Διάγραμμα βρόχων υστέρησης δύναμης-μετακίνησης για την βάση του υποστυλώματος Δ (Σεισμική διέγερση: Mammoth Lakes 6).

Διέγερση	Δ.Β (0 έτη)	Δ.Β (50 έτη)	Δ.Β (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.110	0.117	0.119	6.2	8.6
2	0.145	0.160	0.161	10.0	11.1
3	0.141	0.159	0.164	12.7	16.2
4	0.078	0.089	0.089	14.0	14.2
5	0.123	0.139	0.143	12.7	16.2
6	0.120	0.139	0.144	15.6	19.9
Ακολουθία	0.164	0.180	0.183	10.2	11.5

Πίνακας 7.38 Δείκτης βλαβών για την βάση του υποστυλώματος Δ.

Διέγερση	Υστερητική ενέργεια (0 έτη)	Υστερητική ενέργεια (50 έτη)	Υστερητική ενέργεια (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	4.52	4.80	4.48	6.3	-0.9
2	4.46	4.37	3.96	-2.0	-11.1
3	9.17	8.39	7.41	-8.5	-19.1
4	2.42	2.29	2.08	-5.4	-14.0
5	5.12	4.60	4.05	-10.2	-20.9
6	7.18	6.61	5.88	-7.9	-18.1
Ακολουθία	32.86	31.06	27.86	-5.5	-15.2

Πίνακας 7.39 Υστερητική ενέργεια που στη βάση του υποστυλώματος Δ.

Διέγερση	μ <sub>max</sub> (0 έτη)	μ <sub>max</sub> (50 έτη)	μ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	16.02	18.08	20.00	12.9	24.8
2	20.34	25.07	27.42	23.2	34.8
3	20.34	24.52	27.42	20.5	34.8
4	11.48	13.97	15.16	21.7	32.1
5	17.95	21.64	24.19	20.5	34.7
6	17.39	21.51	24.19	23.7	39.2
Ακολουθία	20.34	25.07	27.42	23.2	34.8

Πίνακας 7.40 Μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη βάση του υποστυλώματος Δ.

Διέγερση	φ <sub>max</sub> (0 έτη)	φ <sub>max</sub> (50 έτη)	φ <sub>max</sub> (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00232	0.00237	0.00252	1.9	8.4
2	0.00310	0.00328	0.00345	5.9	11.4
3	0.00295	0.00321	0.00345	8.8	17.0
4	0.00166	0.00183	0.00191	9.9	14.7
5	0.00260	0.00283	0.00304	8.8	17.0
6	0.00252	0.00281	0.00304	11.7	20.8
Ακολουθία	0.00310	0.00328	0.00345	5.9	11.4

Πίνακας 7.41 Μέγιστη απόλυτη τιμή καμπυλότητας στη βάση του υποστυλώματος Δ.



Διέγερση	$\delta_{\max}$ (0 έτη)	$\delta_{\max}$ (50 έτη)	$\delta_{\max}$ (100 έτη)	Αύξηση % (0 - 50)	Αύξηση % (0 - 100)
1	0.00712	0.00827	0.00826	16.2	16.0
2	0.02503	0.02646	0.02653	5.7	6.0
3	0.02357	0.02427	0.02431	3.0	3.1
4	0.01041	0.01099	0.01127	5.6	8.3
5	0.02265	0.02239	0.02183	-1.1	-3.6
6	0.02093	0.01999	0.02039	-4.5	-2.6
Ακολουθία	0.02503	0.02646	0.02653	5.7	6.0

Πίνακας 7.42 Μέγιστη απόλυτη τιμή μετακίνησης στη βάση του υποστυλώματος Δ.