

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



Μεταπτυχιακή διατριβή

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΙΑΒΡΩΣΗΣ ΧΑΛΥΒΑ ΣΕ
ΚΑΙΝΟΥΡΓΙΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΓΙΑΝΝΗΣ ΖΗΝΩΝΟΣ

Λεμεσός 2015

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΙΑΒΡΩΣΗΣ ΧΑΛΥΒΑ ΣΕ
ΚΑΙΝΟΥΡΓΙΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

του

Γιάννη Ζήνωνος

Λεμεσός 2015

ΕΝΤΥΠΟ ΕΓΚΡΙΣΗΣ

Μεταπτυχιακή διατριβή

**Επίδραση διάβρωσης χάλυβα σε καινούργιες
κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος**

Παρουσιάστηκε από

Γιάνη Ζήωνος

Επιβλέπων καθηγητής:

.....

Μέλος επιτροπής:

.....

Μέλος επιτροπής:

.....

Τεχνολογικό Πανεπιστήμιο Κύπρου

Σεπτέμβρης, 2015

Πνευματικά δικαιώματα

Copyright © Γιάννης Ζήνωνος, 2015

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της μεταπτυχιακής διατριβής από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Κρίστη Χρυσοστόμου για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε στην ανάθεση της διπλωματικής αυτής εργασίας, για την καθοδήγηση, την βοήθεια που μου πρόσφερε και τον χρόνο που μου αφιέρωσε για την εκπόνηση της. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Ερευνητικό Συνεργάτη κ. Νικόλα Κυριακίδη ο οποίος βοήθησε σε μεγάλο βαθμό στην ορθή αποπεράτωση της εργασίας τόσο σε θέμα μελέτης, όσο και σε θέμα χρόνου. Τέλος ευχαριστώ θερμά την οικογένεια μου που με στήριξε όλο αυτό το διάστημα.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ένα από τα πιο σημαντικά και καίρια προβλήματα που δύναται να αντιμετωπίσει ο πολιτικός μηχανικός στις μέρες μας τόσο στην πράξη στις υφιστάμενες κατασκευές αλλά και σε ερευνητικό επίπεδο για τον σωστό σχεδιασμό, είναι η ακριβή εκτίμηση των προβλημάτων μιας κατασκευής, δηλαδή η ανθεκτικότητα σε διάρκεια και η εκτίμηση των παραγόντων μείωσης της αντοχής σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα όπως για παράδειγμα η διάβρωση. Σκοπός της παρούσας μελέτης είναι ο έλεγχος κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και η εκτίμηση της σεισμικής τους ευπάθειας, λαμβάνοντας υπόψη και τους παράγοντες που επηρεάζουν την φθορά του κτιρίου διαμέσου του χρόνου. Στην συνέχεια θα γίνει ανάλυση της διαδικασίας διάβρωσης του οπλισμένου σκυροδέματος καθώς επίσης και των παραγόντων μείωσης της αντοχής του οπλισμένου σκυροδέματος που είναι η ενανθράκωση, η επίδραση των χλωριόντων και οι ρηγματώσεις. Ακολούθως, θα γίνει αναφορά στις επιπτώσεις των παραγόντων αυτών και θα παρουσιασθούν μαθηματικά μοντέλα για τον υπολογισμό τους. Έπειτα, σε ένα δισδιάστατο μοντέλο θα γίνει δυναμική ανελαστική ανάλυση με σκοπό την εκτίμηση της σεισμικής ευπάθειας του μη διαβρωμένου αλλά και του διαβρωμένου πλαισιωτού κτηρίου. Πιο συγκεκριμένα, τα χλωριόντα που προκαλούν την διάβρωση του οπλισμού χρησιμοποιώντας πιθανολογικά μοντέλα μπορούν να ληφθούν υπόψη για τον υπολογισμό του χρόνου έναρξης και του βαθμού διάβρωσης. Τέλος με τα αποτελέσματα που εξάγονται από το λογισμικό SAP2000 για τα διαβρωμένα και μη προσομοιώματα, δημιουργούνται οι καμπύλες τρωτότητας οι οποίες περιγράφουν την πιθανότητα να φθάσει ή να ξεπεράσει η κατασκευή ένα καθορισμένο επίπεδο βλάβης και βγάζουν στο συμπέρασμα κατά πόσο και πότε χρειάζεται το κτίριο συντήρηση.

ABSTRACT

Nowadays, one of the most important and critical problems that civil engineers can face on existing structures and on research level for proper planning, is to assessment the problems of the structure, for example the durability over time as well as the estimating of strength reduction factors in reinforced concrete structures such as corrosion. The purpose of this study is to control buildings of reinforced concrete and the assessment of their seismic vulnerability, taking into account factors affecting the deterioration of the building through time. Afterwards it will be mentioned, the corrosion process of the concrete and also the strength reduction factors of reinforced concrete which are the carbonation, the effect of chlorides and cracking. Next, reference will be made for the impact of these factors and mathematical models will be presented to calculate them. Two-dimensional inelastic dynamic analysis is performed to assess the seismic vulnerability of the initial uncorroded ($t=0$ years) and corroded ($t=25, 50$ years) frame structure. Particularly, chloride induced corrosion is taken into account based on probabilistic modeling of corrosion initiation time and corrosion rate. Finally, results are extracted from SAP2000 software for corroded and non-corroded models and fragility curves are generated which describe the probability the construction reach or exceed the specified damage limit state.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Table of Contents

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	vi
ABSTRACT	vii
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	viii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ	xi
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ	xiv
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	xv
1. Διαδικασία της διάβρωσης.....	1
2. Παράγοντες που επηρεάζουν την μείωση της αντοχής μελών οπλισμένου σκυροδέματος.....	4
2.1 Ενανθράκωση σκυροδέματος	4
2.1.1 Παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα ενανθράκωσης	5
2.2 Διάβρωση οπλισμένου σκυροδέματος από την επίδραση χλωριόντων	6
2.2.1 Παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα διάβρωσης από χλωριόντα	7
2.3 Ρηγματώσεις στο οπλισμένο σκυρόδεμα.....	7
2.3.1 Αίτια δημιουργίας ρωγμών	8
3. Επιπτώσεις παραγόντων μείωσης αντοχής των μελών οπλισμένου σκυροδέματος	10
3.1 Λόγω ενανθράκωσης στο σκυρόδεμα	10
3.2 Λόγω διάβρωσης του οπλισμού στο σκυρόδεμα	10
3.3 Λόγω ρηγμάτωσης	10
4. Μαθηματικά μοντέλα υπολογισμού παραγόντων μείωσης αντοχής μελών οπλισμένου σκυροδέματος.....	11
4.1 Χρόνος έναρξης και βαθμός διάβρωσης	11
4.2 Ρυθμός διάβρωσης	13
4.3 Μείωση διαμέτρου οπλισμού	14

4.4 Μάζα των προϊόντων διάβρωσης (σκουριά)	14
4.5 Μοντελοποίηση της διάβρωσης περιλαμβάνοντας την αλλοίωση του σκυροδέματος	16
4.6 Χρόνος για δημιουργία ρωγμής στο σκυρόδεμα από την διάβρωση	17
4.7 Συνάφεια.....	18
4.7.1 Επίδραση της διάβρωσης	19
4.7.2 Συνάφεια για υψηλή διάβρωση	19
4.8 Συνολική παραμόρφωση λόγω ερπυσμού	20
5. Ανελαστικές αναλύσεις.....	21
5.1 Δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας (time history).....	21
6. Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς καινούργιου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα δια μέσω του χρόνου	22
6.1 Περιγραφή κτιρίου	22
6.2 Προσομοίωση κτιρίου στο λογισμικό SAP2000	25
6.2.1 Σχεδιασμός φορέα.....	25
6.2.2 Υπολογισμός και ορισμός φορτίων δοκών	26
6.2.3 Υπολογισμός αξονικών φορτίων των υποστυλωμάτων.....	28
6.2.4 Υπολογισμός χρόνου έναρξης και βαθμού διάβρωσης	31
6.2.5 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων	34
6.2.6 Ορισμός δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης (Time History)	45
6.2.7 Ανάλυση κτιρίου.....	48
7 Αποτελέσματα	51
7.1 Στάθμες επιτελεστικότητας	51
7.2 Μέγιστες μετακινήσεις.....	55
7.3 Καμπύλες τρωτότητας.....	61
8. Συμπεράσματα.....	64
8.1 Χρόνος έναρξης διάβρωσης	64
8.2 Βαθμός διάβρωσης οπλισμού	65

8.3 Ροπές διαρροής	66
8.4 Στάθμες επιτελεστικότητας	67
8.5 Μέγιστες μετακινήσεις	68
8.6 Καμπύλες τρωτότητας.....	69
Βιβλιογραφία.....	71

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1: Απλοποιημένο προσομοίωμα της ηλεκτροχημικής διαδικασίας διαβρώσεως του σιδηροπλισμού. (Θ. Π. Τάσιος, Κ. Αλιγιζάκη, Αθήνα 1993).....	2
Σχήμα 2: Απλοποιημένο προσομοίωμα της ηλεκτρικής διαδικασίας διαβρώσεως οπλισμένου σκυροδέματος (Ahmad S. (2003))	3
Σχήμα 3: Διαδικασία ενανθράκωσης οπλισμένου σκυροδέματος (Pirro R. (2013)).....	5
Σχήμα 4: Διείσδυση χλωριόντων στο οπλισμένου σκυρόδεμα (Pirro R. (2013))	6
Σχήμα 5: Στάδια διάβρωσης οπλισμού και ρηγματώσεις στο σκυρόδεμα μέχρι την αποκόλληση.....	9
Σχήμα 6: Διάμετρος οπλισμού πριν την διάβρωση φ και μετά την διάβρωση φ'	14
Σχήμα 7: Τρισδιάστατη απεικόνιση του 7-όροφου κτιρίου	22
Σχήμα 8: Κάτοψη 7-όροφου κτιρίου.....	23
Σχήμα 9: Τομή Άξονα C του 7-όροφου κτιρίου	24
Σχήμα 10: Ορισμός ιδιοτήτων διατομών στα υποστυλώματα και τις δοκούς.....	25
Σχήμα 11: Καθορισμός των διατομών κατά την διάρκεια σχεδιασμού του φορέα.....	25
Σχήμα 12: Ορισμός των στηρίξεων του φορέα ως πακτώσε.....	26
Σχήμα 13: Πλαίσιο 7-όροφου κτιρίου όπως σχεδιάστηκε στο λογισμικό SAP2000.....	26
Σχήμα 14: Κάτοψη 7-όροφου κτιρίου που δείχνει την λωρίδα από την οποία μεταφέρονται τα φορτία στις δοκού του Άξονα C.	27
Σχήμα 15: Ορισμός μόνιμων και κινητών φορτίων στο λογισμικό SAP2000	27
Σχήμα 16: Μόνιμα φορτία στο λογισμικό SAP2000 πάνω στο πλαίσιο αφού έχουν πρώτα οριστεί	28
Σχήμα 17: Πλαίσιο του 7-όροφου κτιρίου στο λογισμικό SAP2000 όπου φαίνεται ο ακριανός και ο μεσαίος κόμβος 7	30
Σχήμα 18: Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στο λογισμικό SAP2000.....	35
Σχήμα 19: Πλαίσιο 7-όροφου κτιρίου στο λογισμικό SAP2000 με τις πλαστικές αρθρώσεις του πάνω στους κόμβους.....	35
Σχήμα 20: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία)	45
Σχήμα 21: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο)	46
Σχήμα 22: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Καλαμάτας 1986, σταθμός Δημαρχείου (Ελλάδα)	46

Σχήμα 23: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Loma Prieta 1989, σταθμός Capitola (ΗΠΑ).....	46
Σχήμα 24: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Imperial Valley 1979, σταθμός Bonds Corner (ΗΠΑ).....	47
Σχήμα 25: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Imperial Valley 1940, σταθμός El Centro Array #9 (ΗΠΑ).....	47
Σχήμα 26: Ορισμός της συνθήκης φόρτισης για την δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονιστορίας στο λογισμικό SAP2000	48
Σχήμα 27: Λεπτομέρειες ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000 για το 7-όροφο κτίριο για συντελεστή κλίμακας 4, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία) και για χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια.....	49
Σχήμα 28: Λεπτομέρειες ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000 για το 7-όροφο κτίριο για συντελεστή κλίμακας 4, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία) και για χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια.....	50
Σχήμα 29: Λεπτομέρειες ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000 για το 7-όροφο κτίριο για συντελεστή κλίμακας 4, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία) και για χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια.....	50
Σχήμα 30: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 4, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνι	52
Σχήμα 31: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 8, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	52
Σχήμα 32: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 10, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	53
Σχήμα 33: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 12, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	53
Σχήμα 34: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 16, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	54
Σχήμα 35: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 20, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	54

Σχήμα 36: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 4, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	55
Σχήμα 37: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 8, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	55
Σχήμα 38: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 10, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	56
Σχήμα 39: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 12, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	56
Σχήμα 40: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 16, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	57
Σχήμα 41: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 20, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια	57
Σχήμα 42: Καμπύλες τρωτότητας για την χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια.	62
Σχήμα 43: Καμπύλες τρωτότητας για την χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια.	63
Σχήμα 44: Καμπύλες τρωτότητας για την χρονική περίοδο $t=50$ χρόνια.	63

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Πίνακας 1: Παράμετροι μοντέλου ολίσθησης συνάφειας.....	18
Πίνακας 2: Παράμετροι μοντέλου ολίσθησης συνάφειας για υψηλή διάβρωση.....	20
Πίνακας 3: Αξονικά φορτία ακραίων και μεσαίων υποστυλωμάτων στους κόμβους.....	31
Πίνακας 4: Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων και δοκών για χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια	38
Πίνακας 5: Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων και δοκών για χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια ..	38
Πίνακας 6: Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων και δοκών για χρονική περίοδο $t=50$ χρόνια	39
Πίνακας 7: Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται στις μεσες τιμες αντοχής των υλικών ανάλογα με το Επίπεδο Γνώσης.....	40
Πίνακας 8: Στάθμες επιτελεστικότητας ακραίων υποστυλωμάτων για $t=0$ χρόνια.....	42
Πίνακας 9: Στάθμες επιτελεστικότητας μεσαίων υποστυλωμάτων για $t=0$ χρόνια.....	42
Πίνακας 10: Στάθμες επιτελεστικότητας δοκών για $t=0$ χρόνια	43
Πίνακας 11: Στάθμες επιτελεστικότητας ακραίων υποστυλωμάτων για $t=25$ χρόνια.....	43
Πίνακας 12: Στάθμες επιτελεστικότητας μεσαίων υποστυλωμάτων για $t=25$ χρόνια.....	43
Πίνακας 13: Στάθμες επιτελεστικότητας δοκών για $t=25$ χρόνια	44
Πίνακας 14: Στάθμες επιτελεστικότητας ακραίων υποστυλωμάτων για $t=50$ χρόνια.....	44
Πίνακας 15: Στάθμες επιτελεστικότητας μεσαίων υποστυλωμάτων για $t=50$ χρόνια.....	44
Πίνακας 16: Στάθμες επιτελεστικότητας δοκών για $t=50$ χρόνια	45
Πίνακας 17: Συγκεντροτικά όλες οι μέγιστες μετακινήσεις, για όλους τους συντελεστές κλίμακας και επιταχυνσιογραφήματα για την χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια	58
Πίνακας 18: Συγκεντροτικά όλες οι μέγιστες μετακινήσεις, για όλους τους συντελεστές κλίμακας και επιταχυνσιογραφήματα για την χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια	59
Πίνακας 19: Συγκεντροτικά όλες οι μέγιστες μετακινήσεις, για όλους τους συντελεστές κλίμακας και επιταχυνσιογραφήματα για την χρονική περίοδο $t=50$ χρόνια	60
Πίνακας 20: Στατιστικά χαρακτηριστικά των παραμέτρων λόγω της διείδυσης των χλωριόντων που επηρεάζουν την διάβρωση των μελών οπλισμένου σκυροδέματος.....	65
Πίνακας 21: Συνολικό ποσοστό μείωσης του οπλισμού στα υποστυλώματα κατά την διάρκεια των χρόνων	66
Πίνακας 22: Ποσοστό μείωσης ροπής διαρροής για την χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια	67
Πίνακας 23: Ποσοστό μείωσης ροπής διαρροής για την χρονική περίοδο $t=50$ χρόνια	67
Πίνακας 24: Μέσες τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων ανάλογα με τις στάθμες βλάβης με την πάροδο των χρόνων.....	69

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την μείωση της αντοχής μελών οπλισμένου σκυροδέματος είναι παρά πολλοί. Η διάβρωση είναι ίσως ο πιο σημαντικός παράγοντας από όλους μαζί με τις ρηγματώσεις. Διάβρωση είναι ένα φαινόμενο το οποίο προκαλεί σημαντικές αλλοιώσεις στο οπλισμένο σκυρόδεμα οι οποίες επηρεάζουν σοβαρά την λειτουργικότητα και την ασφάλεια των κατασκευών. Κατά το φαινόμενο αυτό πραγματοποιούνται χημικές αντιδράσεις, οι οποίες αλλάζουν τη χημική σύσταση του σκυροδέματος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μειώνεται η αντοχή και η λειτουργικότητα της κατασκευής με τρόπο πολύπλοκο και μη προβλέψιμο αλλά από την άλλη καθόλου ασήμαντο για να τον αγνοήσουμε. Επομένως, είναι σημαντικό για τον σύγχρονο μηχανικό να μπορεί να λύσει το πρόβλημα της ανθεκτικότητας σε διάρκεια του οπλισμένου σκυροδέματος, που οφείλεται στους μηχανισμούς διάβρωσης συμπεριλαμβάνοντας το στην διάρκεια ζωής του σκυροδέματος και καθορίζοντας την με περισσότερη ακρίβεια.

Ανθεκτικότητα σε διάρκεια της κατασκευής είναι ο ελάχιστος χρόνος μέσα στον οποίο η κατασκευή μπορεί να αντιστέκεται στις περιβαλλοντικές επιδράσεις χωρίς να μειώνεται η αντοχή και η λειτουργικότητας της κάτω από κάποιο αποδεκτό όριο.

Στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα η διάβρωση γίνεται στο χάλυβα του και τα προβλήματα που μπορεί να προκαλέσει είναι από απλές παραμορφώσεις μέχρι και ολοκληρωτικές δομικές καταστροφές. Θεωρητικά αυτά τα προβλήματα μπορούν να αποφευχθούν με τον σχεδιασμό και την παραγωγή σκυροδέματος με τέτοιο τρόπο ώστε να μην διαβρώνεται ο χάλυβας του. Πρακτικά όμως αυτό δεν γίνεται λόγω κλιματολογικών συνθηκών ή λόγω κατασκευαστικών αναγκών, είτε λόγω αποκλίσεων από τις προδιαγραφές παρασκευής, λόγοι οι οποίοι μπορούν να δημιουργήσουν ρωγμές και διαύλους διείσδυσης οξυγόνου, υγρασίας και ιόντων χλωρίου μέσα στο σκυρόδεμα και κατ' επέκταση τη διάβρωση του χάλυβα. Αποτελέσματα των διεισδύσεων αυτών είναι η αφαίρεση της κάλυψης του σκυροδέματος, η αποκάλυψη του χάλυβα και η μείωση της μάζας του με επακόλουθο τη μείωση της αντοχής του σκυροδέματος και την ψαθυρότητα του οπλισμού του. Φυσικό επακόλουθο των συνεπειών της διάβρωσης είναι η μείωση της φέρουσας ικανότητας και της ικανότητας παραμόρφωσης των στοιχείων ως προς τους μηχανισμούς κάμψης, διάτμησης και αγκύρωσης.

Ως επί το πλείστον για την εκτίμηση της σεισμικής ευπάθειας οι κατασκευές θεωρούνται πως συντηρούνται καθ' όλη την διάρκεια ζωής τους χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι μηχανισμοί φθοράς που μπορούν να επηρεάσουν την συμπεριφορά του κτηρίου.

Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω η εισχώρηση των χλωριόντων στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μια από τις σημαντικότερες περιβαλλοντικές αιτίες διάβρωσης του. Από την εισχώρηση των χλωριόντων μεταβάλλονται οι μηχανικές ιδιότητες του οπλισμένου σκυροδέματος δια μέσω του χρόνου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να διακυβεύεται η ασφάλεια και η λειτουργικότητα των κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, αφού από την δράση των σεισμικών φορτίων, το κτήριο μπορεί να μην έχει την ικανότητα να αντέξει τα φορτία για τα οποία έχει σχεδιαστεί. Λόγω των διαφόρων αβεβαιοτήτων που έχει το φαινόμενο της διάβρωσης έχει επισημανθεί η ανάγκη για πιθανολογική πρόβλεψη της μείωσης των μηχανικών ιδιοτήτων του οπλισμένου σκυροδέματος (Duracrete 2000). Λόγω της σημαντικότητας που έχει ο επηρεασμός των μηχανικών ιδιοτήτων του οπλισμένου σκυροδέματος, έχουν προταθεί διάφορα πιθανολογικά μοντέλα για την προσεγγιστική εκτίμηση της ευπάθειας των πλαισιωτών κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με το πέρασμα των χρόνων. (Ghosh and Padgett 2009, Choe et al. 2009, Fotopoulou et al. 2012).

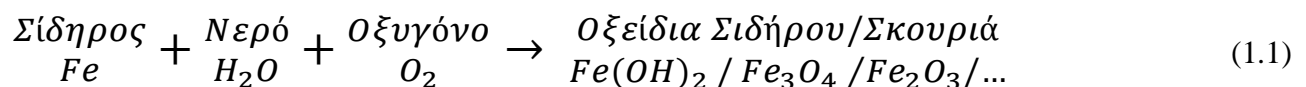
Με βάση τις πιο πάνω θεωρήσεις, στόχος της μελέτης είναι με την χρήση δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης σε διαβρωμένα και μη προσομοιώματα να εξαχθούν τα αποτελέσματα και λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες γήρανσης, να γίνει ο καθορισμός των καμπύλων τρωτότητας οι οποίες περιγράφουν την πιθανότητα να φθάσει ή να ξεπεράσει η κατασκευή ένα καθορισμένο επίπεδο βλάβης.

1. Διαδικασία της διάβρωσης

Συνήθως η διάβρωση του οπλισμένου σκυροδέματος οφείλεται από τη είσοδο νερού η υγρασίας μέσα σε αυτό. Η εισχώρηση του νερού μέσα στο οπλισμένο σκυρόδεμα γίνεται είτε από διάφορες ρωγμές που δημιουργούνται σ' αυτό, είτε από το πορώδες του σκυροδέματος το οποίο αυξάνεται από την κακή αναλογία και ποσότητα των αδρανών ή από την κακή συντήρηση του τσιμέντου.

Ο οπλισμός μέσα στο οπλισμένο σκυρόδεμα προστατεύεται από την διάβρωση μέσω ενός λεπτού στρώματος ένυδρου οξειδίου που δημιουργείται από την υψηλή αλκαλικότητα που έχει το σκυρόδεμα, και το οποίο προστατεύει τον οπλισμό από κάθε εξωτερική προσβολή για μεγάλο χρονικό διάστημα.

Η διάβρωση του χάλυβα συμβαίνει με διάφορους μηχανισμούς. Κατά κύριο λόγο γίνεται με την παρουσία διαφόρων ειδών ή ανομοιόμορφης σύστασης μετάλλων (ηλεκτροχημική διάβρωση). Σύμφωνα με την ηλεκτροχημική διάβρωση, αφού πραγματοποιηθεί η διάτρηση του προστατευτικού στρώματος ένυδρου οξειδίου του χάλυβα, αρχίζει η διαδικασία της διάβρωσης η οποία είναι ένα σύνθετο χημικό και ηλεκτροχημικό φαινόμενο και για να πραγματοποιηθεί απαιτείται ένας ηλεκτρολύτης και μία ηλεκτρική σύνδεση. Στην περίπτωση του οπλισμένου σκυροδέματος ο ηλεκτρολύτης είναι το σκυρόδεμα το οποίο είναι γεμάτο πόρους που περιέχουν υγρασία και ο χάλυβας περιέχει την ηλεκτρική σύνδεση. Ανάλογα με τις συνθήκες έκθεσης μπορούν να σχηματιστούν διάφοροι τύποι οξειδίου του σιδήρου.

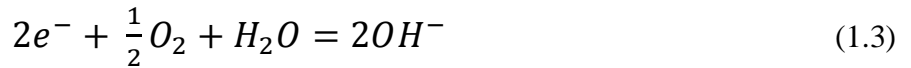


Αυτή η αντίδραση μπορεί να χωρισθεί σε δύο αντιδράσεις οι οποίες εκτελούνται ταυτόχρονα σε γειτονικές θέσεις και συχνά γίνονται πολύ κοντά η μία στην άλλη σε μικροσκοπικές αποστάσεις ή διαχωρίζονται σε μακροσκοπικές αποστάσεις. Οι δύο απλές διαδικασίες ονομάζονται διαδικασία της ανόδου και διαδικασία της καθόδου.

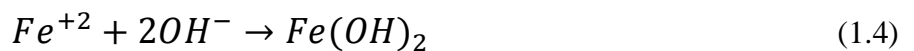
Η διαδικασία της ανόδου δημιουργείται στην περιοχή του χάλυβα στην οποία έχει καταστραφεί το προστατευτικό στρώμα οξειδίων έτσι ώστε τα άτομα του σιδήρου να μετατρέπονται σε ιόντα ελευθερώνοντας ηλεκτρόνια.



Για να μπορεί να διατηρείται ηλεκτρική ισορροπία τα ηλεκτρόνια που σχηματίζονται από την ανοδική αντίδραση πρέπει να καταναλωθούν κάπου αλλού. Έτσι τα ηλεκτρόνια λόγω διαφοράς δυναμικού που δημιουργείται κατευθύνονται προς την κάθοδο. Η διαδικασία της καθόδου μπορεί να λειτουργήσει στην περιοχή του χάλυβα που έχει νερό και οξυγόνο ανεξάρτητα αν έχει καταστραφεί το στρώμα οξειδίου, επομένως σε ολόκληρη την ράβδο. Σε αυτή την περίπτωση αντιδρούν τα ηλεκτρόνια αντιδρούν με το νερό και το οξυγόνο δίνοντας ιόντα υδροξυλίου (OH).

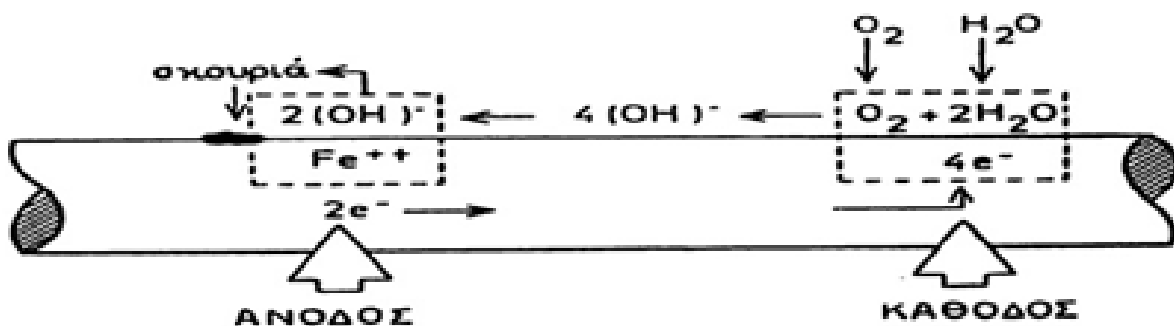


Τα ιόντα του υδροξυλίου αυξάνουν την αλκαλικότητα σε εκείνο το σημείο δυναμώνοντας την παθητική στρώση και αποτρέποντας έτσι την επίδραση της ενανθράκωσης και των ιόντων χλωρίου στην κάθοδο. Τα ιόντα του υδροξυλίου κινούνται μέσα στο νερό των πόρων από την περιοχή τη καθόδου προς την άνοδο και ενώνονται με τα κατιόντα του σιδήρου σχηματίζοντας σκουριά. Το σχηματιζόμενο υδροξείδιο του δισθενούς σιδήρου είναι αδιάλυτο και σχηματίζει μικρής συνάφειας πορώδες και ογκώδες στρώμα πάνω στην επιφάνια του χάλυβα.



Το σχηματιζόμενο υδροξείδιο του δισθενούς σιδήρου με την παρουσία του οξυγόνου μετατρέπεται σε υδροξείδιο του τρισθενούς σιδήρου (Fe(OH)₃).

Συμπέρασμα των αντιδράσεων οξειδωσης είναι ότι οι ποσότητες του νερού πριν και μετά παραμένουν σταθερές και βοηθούν στη διαδικασία της ηλεκτρολύσεως, ενώ αυτό που καταναλώνεται για την διάβρωση του χάλυβα είναι το οξυγόνο.

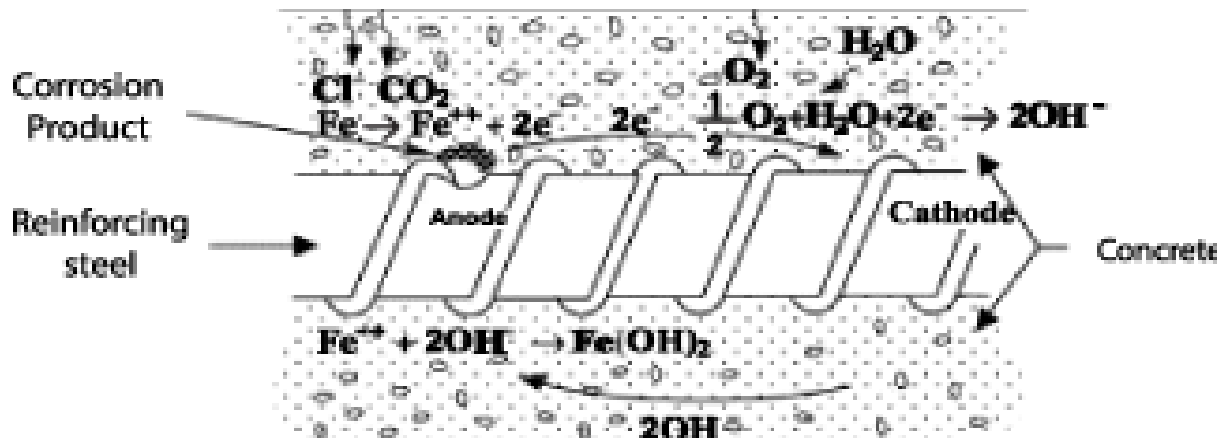


Σχήμα 1: Απλοποιημένο προσομοίωμα της ηλεκτροχημικής διαδικασίας διαβρώσεως του σιδηροπλισμού. (Θ. Π. Τάσιος, Κ. Αλιγιάκη, Αθήνα 1993)

Απλούστατα, η διάβρωση παρουσιάζεται στην άνοδο και όχι στην κάθοδο. Στην διαδικασία της διάβρωσης μπορεί επίσης η άνοδος και η κάθοδος να είναι σε δύο διαφορετικά μέταλλα τα οποία είναι συνδεδεμένα μεταξύ δημιουργώντας έτσι ένα διμεταλλικό έλασμα. Στο Σχήμα 2.2 πιο

κάτω παρουσιάζεται πιο απλά η διαδικασία της διάβρωσης, στο οποίο με μαύρο βέλος φαίνεται η ροή των ηλεκτρονίων από την άνοδο στην κάθοδο.

Το αποτέλεσμα της διαδικασίας της διάβρωσης είναι η μετατροπή του σιδήρου του υδροξειδίου του δισθενούς και τρισθενούς σιδήρου, δηλαδή η απώλεια της μάζας του οπλισμού.

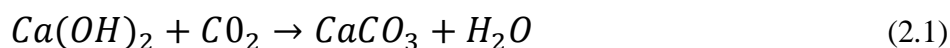


Σχήμα 2: Απλοποιημένο προσομοίωμα της ηλεκτρικής διαδικασίας διαβρώσεως οπλισμένου σκυροδέματος (Ahmad S. (2003))

2. Παράγοντες που επηρεάζουν την μείωση της αντοχής μελών οπλισμένου σκυροδέματος

2.1 Ενανθράκωση σκυροδέματος

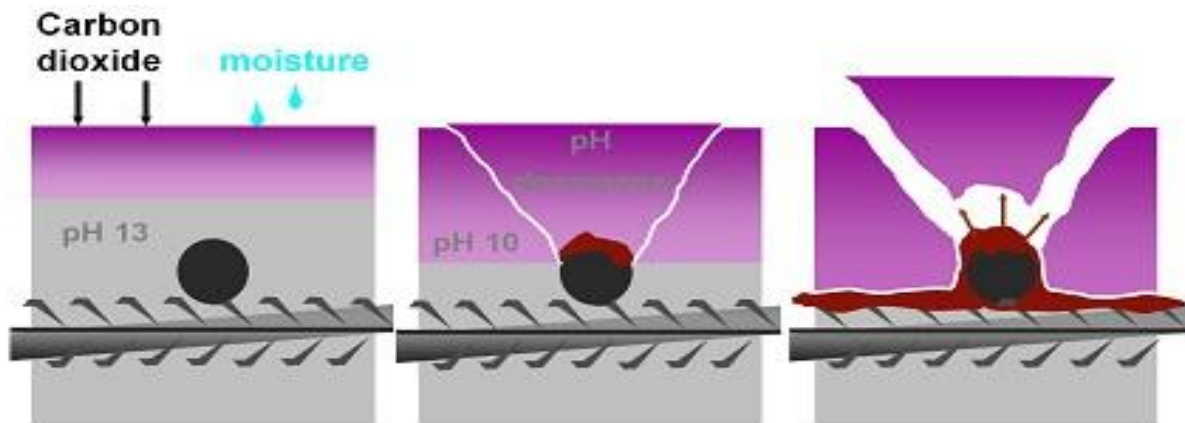
Με την διαδικασία πήξης του σκυροδέματος παράγεται υδροξείδιο του ασβεστίου ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Η παρουσία του υδροξειδίου του ασβεστίου στο σκυρόδεμα προκαλεί την αλκαλικότητα του με την οποία όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω δημιουργείτε το στρώμα οξειδίων που προστατεύει τον οπλισμό. Διάλυση αυτού του στρώματος προστασίας του οπλισμού συμβαίνει με την μείωση του pH του σκυροδέματος που συνήθως κυμαίνεται από 12.4 μέχρι 13.9. Η μείωση του pH σε τιμές κάτω του 9 είναι αποτέλεσμα της ενανθράκωσης του σκυροδέματος. Η ενανθράκωση προκαλείται από την χημική αντίδραση του διοξειδίου του άνθρακα (CO_2) το οποίο έρχεται σε επαφή με το υδροξείδιο του ασβεστίου $\text{Ca}(\text{OH})_2$ που υπάρχει στο σκυρόδεμα. Το διοξείδιο του άνθρακα (CO_2) μέσω των τριχοειδών ρηγματώσεων, διαπερνά το σκυρόδεμα, διαλυμένο με το νερό της βροχής και συχνά με διοξείδιο του θείου (SO_2) όταν η κατασκευή βρίσκεται κοντά σε βιομηχανικές και μολυσμένες περιοχές, με αποτέλεσμα τη βαθμιαία εξουδετέρωση της αλκαλικότητας.



Η ενανθράκωση δεν αποτελεί πρόβλημα για το σκυρόδεμα αλλά από την άλλη η μετατροπή του υδροξειδίου του ασβεστίου σε ασβεστόλιθο το μετατρέπει σε πιο πυκνό υλικό και του δίνει μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή. Το πρόβλημα που δημιουργείται είναι στον οπλισμό. Καθώς η στρώση του ενανθρακωμένου σκυροδέματος προχωράει σε βάθος φτάνει στον οπλισμό προκαλώντας την αποπαθητικοποίηση του με συνέπεια ο χάλυβας να μεταπηδά από παθητική σε ενεργή κατάσταση και να αρχίζει η διάβρωση του. Καθώς διαβρώνεται ο οπλισμός προκαλείται διόγκωση η οποία εξασκεί εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα προκαλώντας ρηγματώσεις και αποκόλληση της επικάλυψης του οπλισμού με αποτέλεσμα τη μείωση της μηχανικής αντοχής του. Ο ρυθμός της διάβρωσης εξαρτάται από το ποσοστό υγρασίας σε συνδυασμό με την διαθεσιμότητα σε οξυγόνο.

Η ενανθράκωση είναι ένα φαινόμενο που συμβαίνει σε όλες τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με αποτέλεσμα να δαπανώνται πολλά χρήματα για την δομική τους αποκατάσταση αφού με τα χρόνια το οπλισμένο σκυρόδεμα γερνάει και απαξιώνεται. Στο εγγύς μέλλον αυτό το

μεγάλο κόστος που δαπανείται θα κοπάσει, όταν αρχίσουν να αποδίδουν τα μέτρα τα οποία τώρα άρχισαν να λαμβάνονται για την καλύτερη προστασία των κατασκευών.



Σχήμα 3: Διαδικασία ενανθράκωσης οπλισμένου σκυροδέματος (Pirro R. (2013))

2.1.1 Παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα ενανθράκωσης

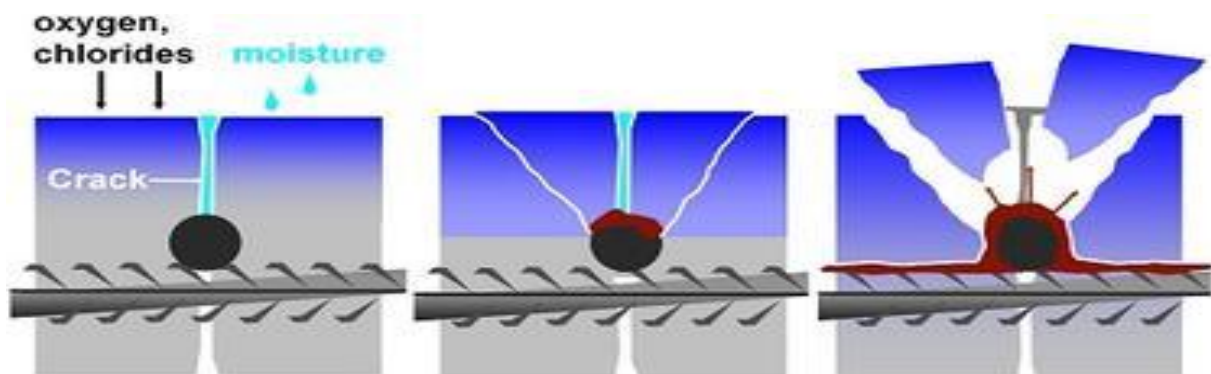
Οι παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα ενανθράκωσης του οπλισμένου σκυροδέματος είναι:

- Η αυξημένη περιεκτικότητα του σκυροδέματος σε τσιμέντο μειώνει την ταχύτητα ενανθράκωσης.
- Η αυξημένη αναλογία νερού / τσιμέντου. Το περισσότερο νερό που δεν μπορεί να δεσμευτεί εξατμίζεται αφήνοντας τον όγκο του σαν τριχοειδή και πόρους που αργότερα θα είναι η αφετηρία της ενανθράκωσης.
- Οι συνθήκες περιβάλλοντος όπου το βάθος της ενανθράκωσης στις παραθαλάσσιες περιοχές είναι χαμηλό λόγω υψηλής υγρασίας.
- Η ύπαρξη ρωγμών οι οποίες αποτελούν το μέσο για να περάσουν οι διαβρωτικές ουσίες.
- Η σχετική υγρασία του αέρα. Το μέγιστο ποσοστό ενανθράκωσης παρουσιάζεται όπου η σχετική υγρασία περιβάλλοντος κυμαίνεται από 50 έως 70 τις εκατό.
- Η ποιότητα της επικάλυψης.
- Το πάχος της επικάλυψης.

2.2 Διάβρωση οπλισμένου σκυροδέματος από την επίδραση χλωριόντων

Η είσοδος των χλωριόντων στο οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να γίνει είτε κατά την κατασκευή, είτε κατά την διάρκεια ζωής της κατασκευής. Κατά την κατασκευή μπορούν να εισέλθουν τα χλωριόντα στο μίγμα σαν συστατικά του μίγματος, από την χρήση διαφόρων προσθέτων, με την χρήση θαλάσσιου νερού ή χρησιμοποιώντας αδρανή από παραλίες. Κατά την διάρκεια ζωής του σκυροδέματος τα χλωριόντα εισελθόντα στο σκυρόδεμα μέσω του ατμοσφαιρικού αέρα που προέρχεται από την θάλασσα σαν άλατα είτε με άλλες περιπτώσεις που γίνεται χρήση αλάτων. Όταν δεν υπάρχει νερό στους πόρους του σκυροδέματος η είσοδος των χλωριόντων γίνεται μέσω των τριχοειδών ενώ αν οι πόροι είναι γεμάτοι νερό γίνεται μέσω του φαινομένου της διάχυσης.

Το επιφανειακό στρώμα προστασίας του οπλισμού μπορεί να διατηρηθεί από τα χλωριόντα με καταλυτικό τρόπο. Τα ιόντα χλωρίου δημιουργούν ένα είδος χλωριδίου του σιδήρου το οποίο υδρολύεται με το νερό και το οξυγόνο σε υδροξείδιο του σιδήρου με αποτέλεσμα η διάβρωση και το χλώριο να απελευθερώνονται πάλι στο μίγμα. Υπάρχουν δύο στάδια διάβρωσης, όπου στην μία περίπτωση είναι η περίοδος εισαγωγής ή επώασης της διάβρωσης, t_{cr} , η οποία είναι η περίοδος που απαιτείται ώστε να διεισδύσουν τα χλωριόντα στο σκυρόδεμα και η συγκέντρωσή τους να υπερβεί στην περιοχή του οπλισμού την κρίσιμη τιμή για διάβρωση, και στην άλλη περίπτωση είναι η περίοδος εξέλιξης της διάβρωσης, t_{pr} , η οποία είναι η περίοδος κύριας διάβρωσης μέχρι ρηγμάτωση και αποτίναξη του σκυροδέματος που επικαλύπτει τον οπλισμό. Αποδεικτικά η κρίσιμη ποσότητα εξαρτάται από τον λόγο των ιόν χλωρίου (Cl^-) προς τον λόγο των ιόν υδροξειδίου (OH^-), αλλά λόγω αβεβαιοτήτων έχει καθιερωθεί ότι ο κρίσιμος λόγος για να ξεκινήσει η διάβρωση να παίρνεται μεταξύ του 0.4 – 0.6 τις εκατό ανά κυβικό μέτρο τσιμέντου.



Σχήμα 4: Διείσδυση χλωριόντων στο οπλισμένο σκυρόδεμα (Pirro R. (2013))

2.2.1 Παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα διάβρωσης από χλωριόντα

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα διάβρωσης του οπλισμένου σκυροδέματος από χλωριόντα είναι:

- Μεγάλη περιεκτικότητα τσιμέντου με μικρό λόγο νερού / τσιμέντου εξασφαλίζει πυκνό σκυρόδεμα με μικρή διαπερατότητα με αποτέλεσμα να μειώνεται η ποσότητα των χλωριόντων που μπορούν να εισέλθουν στο σκυρόδεμα.
- Χρήση αδρανών από παραλίες ή θαλασσινό νερό μείξης για την παρασκευή του σκυροδέματος ενδέχεται να γίνει προσθήκη σε αυτό μεγάλων ποσοτήτων χλωριόντων. Τα αδρανή που θα χρησιμοποιούνται πρέπει να είναι καλά πλυμένα, καλά διαβαθμισμένα και να μην αντιδρούν με τα συστατικά του σκυροδέματος.
- Το σκυρόδεμα είναι καλό να περιέχει περίπου 5-8% αργλικό τριασβέστιο (C_3A) ανά κυβικό τσιμέντου για να δεσμεύει τα χλωριόντα.
- Όσο αυξάνεται η συγκέντρωση χλωριόντων στο σκυρόδεμα τόσο πιο πολύ αυξάνεται και ο βαθμός διάβρωσης του χάλυβα μέχρι όμως ενός σημείου. Περισσότερη συγκέντρωση χλωριόντων προκαλεί μείωση του βαθμού διάβρωσης του χάλυβα.
- Η διάβρωση από την επίδραση χλωριόντων μπορεί να γίνει και σε περιβάλλον με μεγάλο ποσοστό υγρασίας αλλά και σε ξηρό περιβάλλον απλά σε περιβάλλον με μεγάλο ποσοστό υγρασίας η διεύδυση είναι πιο εύκολη και πιο σοβαρής μορφής.
- Η ποιότητα της επικάλυψης.
- Το πάχος της επικάλυψης.

2.3 Ρηγματώσεις στο οπλισμένο σκυρόδεμα

Όλες οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα ρυγματώνονται λόγω τάσεων και παραμορφώσεων στην κατασκευή. Η ρωγμές επηρεάζουν την φέρουσα ικανότητα της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα και προέρχονται λόγω της ανικανότητας της κατασκευής να φέρει με ασφάλεια τα φορτία για τα οποία έχει σχεδιαστεί. Έτσι ο Μηχανικός πρέπει να μπορεί να προσδιορίσει πάνω από όλα τα αίτια της ρηγματώσης έτσι ώστε να μπορεί να επέμβει πάνω στην κατασκευή και να αποκαταστήσει την βλάβη.

2.3.1 Αίτια δημιουργίας ρωγμών

Διάβρωση

Με την καταπόνηση του οπλισμένου σκυροδέματος από την επίδραση χλωριόντων και την ενανθράκωση προκαλούνται ρηγματώσεις.

Σεισμικά φορτία

Ο σκελετός από οπλισμένο σκυρόδεμα μιας κατασκευής μπορεί να είναι κατασκευασμένος για να αντέχει τις σεισμικές καταπονήσεις για ικανό διάστημα ώστε να μπορούν οι χρήστες να εκκενώσουν την κατασκευή αλλά δημιουργούνται μεγάλες ρηγματώσεις ή ακόμα μπορούν τα δομικά στοιχεία της κατασκευής να συντριβούν.

Κατασκευαστικά λάθη

Προβλήματα που μπορούν να δημιουργήθηκαν κατά την μελέτη μιας κατασκευής, κατά την διάρκεια απομάκρυνσης του ξυλότυπου, κατά την σκυροδέτηση ή κατά την συντήρηση του σκυροδέματος μετά την σκυροδέτηση μπορούν να προκαλέσουν ρωγμές στο σκυρόδεμα.

Ερπυσμός

Σε ψηλές θερμοκρασίες και όταν ασκούνται μηχανικές καταπονήσεις για παρατεταμένο χρόνο εκδηλώνονται στο σκυρόδεμα αργές και συνεχής παραμορφώσεις παρότι η τάση η οποία το καταπονεί είναι μικρότερη από το όριο διαρροής του με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται ρηγματώσεις.

Παγετός

Λόγο του πορώδους του σκυροδέματος το νερό μπορεί να διεισδύσει μέσα σε αυτό και να το απορροφήσει. Αυτό το νερό αν δημιουργηθεί παγετός μπορεί να γίνει πάγος και έτσι να διογκωθεί κατά 9% με αποτέλεσμα το σκυρόδεμα να υποστεί θραύση.

Συστολή ξήρανσης

Με την απότομη ξήρανση του σκυροδέματος αναπτύσσονται παραμορφώσεις συστολής οι οποίες προκαλούν ρηγματώσεις.

Καθίζηση

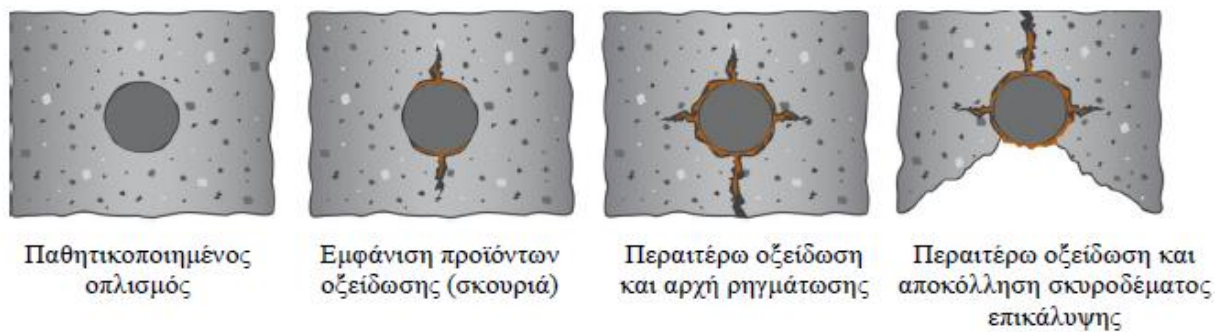
Με καθίζηση ή ολίσθηση του υπεδάφους δημιουργούνται σοβαρές ρωγμές στο σκυρόδεμα.

Πυρκαγιά

Οι μεγάλες θερμοκρασίες σαν αυτές που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια μιας πυρκαγιάς αρχίζουν το φαινόμενο της διαστολής. Η διαστολή του τσιμεντόλιθώματος είναι μεγαλύτερη από αυτή των αδρανών με αποτέλεσμα την ανάπτυξη τάσεων με συνέπεια τη ρηγμάτωση και την αποκόλληση των αδρανών. Επίσης οι μεγάλες θερμοκρασίες μειώνουν την εφελκυστική αντοχή του χάλυβα.

Χρόνος

Όσο καλά προστατευόμενο και να είναι μια κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος από διαβρωτικούς παράγοντες αυτό σιγά σιγά χάνει τις αντοχές του και διαλύεται με μέγιστο χρόνο ζωής του σκυροδέματος να θεωρούνται τα 100 χρόνια.



Σχήμα 5: Στάδια διάβρωσης οπλισμού και ρηγματώσεις στο σκυρόδεμα μέχρι την αποκόλληση

3. Επιπτώσεις παραγόντων μείωσης αντοχής των μελών οπλισμένου σκυροδέματος

3.1 Λόγω ενανθράκωσης στο σκυρόδεμα

Με την ενανθράκωση του σκυροδέματος τα προβλήματα που μπορούν να δημιουργηθούν σε αυτό αλλά και στον χάλυβα είναι πολλά. Σε μεγάλες ηλικίες κατασκευών το φαινόμενο της ενανθράκωσης παρουσιάζεται ακόμα πιο έντονο. Η ενανθράκωση εκτός του ότι οδηγεί στην αποσύνθεση των συστατικών του σκυροδέματος, μειώνει επίσης το πορώδες του με την εναπόθεση των προϊόντων της στους τριχοειδείς πόρους του σκυροδέματος. Άλλη επίπτωση είναι η αύξηση και η ταχύτητα του ερπυσμού στο σκυρόδεμα, ενώ, λόγω της αποβολής νερού, αυξάνεται η συστολή του. Το πιο σοβαρό όμως πρόβλημα που προκαλεί η ενανθράκωση είναι η μείωση της αλκαλικότητας του σκυροδέματος με αποτέλεσμα την καταστροφή του στρώματος οξειδίων που προστατεύει τον οπλισμό.

3.2 Λόγω διάβρωσης του οπλισμού στο σκυρόδεμα

Τα πιο σοβαρά προβλήματα στο οπλισμένο σκυρόδεμα τα προκαλεί η διάβρωση του. Με την διάβρωση των οπλισμών η διατομή τους μειώνεται κατά ποσότητα ίση με αυτή της σκουριάς με αποτέλεσμα την μείωση της φέρουσας ικανότητας. Η σκουριά που δημιουργείται έχει όγκο 2 έως 6 φορές μεγαλύτερο από αυτόν του σιδήρου που έχει παραχθεί, αναπτύσσοντας εσωτερικές πιέσεις στο σκυρόδεμα που την περιβάλλει προκαλώντας του ρηγματώσεις. Επίσης με την διάβρωση προκαλείται μείωση της ολκιμότητας του χάλυβα με δυσμενείς επιπτώσεις στη σεισμική συμπεριφορά των μελών.

3.3 Λόγω ρηγματώσεως

Οι ρηγματώσεις που προκαλούνται λόγω της σκουριάς στον χάλυβα και των τάσεων που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα, όταν η επικάλυψη του σκυροδέματος είναι μικρή, φθάνουν στην επιφάνεια του αποτινάσσοντας την επικάλυψη του και μειώνοντας ή μηδενίζοντας τη συνάφεια μεταξύ οπλισμού και σκυροδέματος και εκθέτοντας τον οπλισμό σε περαιτέρω διάβρωση. Επίσης από τις ρηγματώσεις που προκαλούνται από τους λόγους που αναφέρθηκαν σε πιο πάνω κεφάλαιο υποβαθμίζεται η φέρουσα ικανότητα των στοιχείων ως προς τους μηχανισμούς κάμψης, διάτμησης και αγκύρωσης και περιορίζεται η σεισμική αντίσταση του δομήματος.

4. Μαθηματικά μοντέλα υπολογισμού παραγόντων μείωσης αντοχής μελών οπλισμένου σκυροδέματος

Διάφορα μοντέλα έχουν προταθεί για τον υπολογισμό της διάβρωσης στον σχεδιασμό, την κατασκευή και την συντήρηση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Κάποια από αυτά τα μοντέλα περιγράφονται πιο κάτω. Τα μοντέλα που θα χρησιμοποιηθούν για την μελέτη είναι του χρόνου έναρξης της διάβρωσης λόγω της εισχώρησης των χλωριόντων και του βαθμού διάβρωσης.

4.1 Χρόνος έναρξης και βαθμός διάβρωσης

Σε αυτή την μελέτη θα ληφθεί υπόψη μόνο ο πιο κύριος μηχανισμός διάβρωσης του οπλισμένου σκυροδέματος, η εισχώρηση των χλωριόντων. Το μοντέλο που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της έναρξης της διάβρωσης λόγω της ύπαρξης χλωριόντων είναι η σχέση πιο κάτω από την FIB-CEB Task Group 5.6 (2006):

$$T_{ini} = \left(\frac{a^2}{4 \cdot k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot (t_0)^n} \cdot \left(erf^{-1} \left(1 - \frac{C_{crit}}{C_s} \right) \right)^{-2} \right)^{\left(\frac{1}{1-n} \right)} \quad (4.1)$$

Όπου,

T_{ini} = χρόνος έναρξης διάβρωσης

a = πάχος επικάλυψης

k_e = περιβαλλοντικός συντελεστής

k_t = συντελεστής πειραματικών δοκιμών

$D_{RCM,0}$ = συντελεστής μετάδοσης χλωριόντων

t_0 = σημείο αναφοράς χρόνου

n = εκθέτης γήρανσης

C_{crit} = κρίσιμη περιεκτικότητα σε χλωριόντα

C_s = περιεκτικότητα χλωριόντων στην επιφάνεια του σκυροδέματος

Θεωρητικά γίνεται η υπόθεση ότι τα χλωριόντα διανέμονται ομοιόμορφα στην περίμετρο και κατά μήκος των μελών των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και αφού καταστρέψουν το

επιφανειακό προστατευτικό στρώμα του οπλισμού, τότε αρχίζει η διάβρωση με αποτέλεσμα την μείωση της επιφάνειας του. Η σχέση με την οποία εκφράζεται η μείωση αυτή του οπλισμού αναγράφεται πιο κάτω:

$$A(t) = \begin{cases} n \cdot D_i^2 \cdot \frac{\pi}{4} & \text{για } t \leq T_{ini} \\ \max \left[n \cdot (D(t))^2 \cdot \frac{\pi}{4}, 0 \right] & \text{για } t \geq T_{ini} \end{cases} \quad (4.2)$$

Όπου,

$A(t)$ = το συνολικό εμβαδόν οπλισμού που έχει απομείνει στην διατομή σε χρόνο t

n = αριθμός ράβδων οπλισμού

D_i = αρχική διάμετρος ράβδων οπλισμού

$D(t)$ = διάμετρος ράβδων οπλισμού στον χρόνο μελέτης

t = χρόνος μελέτης

T_{ini} = χρόνος έναρξης διάβρωσης

Η διάμετρος των ράβδων οπλισμού στον χρόνο μελέτης $D(t)$ υπολογίζεται από την πιο κάτω σχέση:

$$D(t) = D_i - i_{corr} \cdot k \cdot (t - T_{ini}) \quad (4.3)$$

Όπου,

$D(t)$ = διάμετρος οπλισμού στον χρόνο μελέτης

D_i = αρχική διάμετρος ράβδων οπλισμού

i_{corr} = ρυθμός διάβρωσης

k = διείδυση διάβρωσης

t = χρόνος μελέτης

T_{ini} = χρόνος έναρξης της διάβρωσης

4.2 Ρυθμός διάβρωσης

Ο μέσος ρυθμός διάβρωσης (V_{corr}) κατά την DuraCrete (2000) υπολογίζεται από τον πιο κάτω τύπο:

$$V_{Corr} = \frac{m_o}{\gamma} \cdot F_{Cl} \cdot F_{Galv} \cdot F_{O_2} \cdot F_{oxide} \quad (4.4)$$

Όπου:

m_o = συντελεστής που δίνεται από τον ρυθμό διάβρωσης σε σχέση με την ηλεκτρική αντίσταση

γ = ηλεκτρική αντίσταση του σκυροδέματος

F_{Cl} = παράγοντας ρυθμού διάβρωσης από χλωρίοντα

F_{Galv} = παράγοντας της γαλβανικής δράσης

F_{O_2} = παράγοντας διαθεσιμότητας οξυγόνου

F_{oxide} = παράγοντας οξειδίων

Λαμβάνοντας υπόψη τις επιπτώσεις της αντίστασης και της διάχυσης του οξυγόνου και υποθέτοντας μια σχετική υγρασία 75% και θερμοκρασία 20 βαθμούς κελσίου, οι Vu και Stewart (2000) ανέπτυξαν μια εμπειρική σχέση η οποία δίνει την πυκνότητα διάβρωσης κατά την έναρξη της περιόδου αναπαραγωγής ($i_{corr}(t_0)$):

$$i_{corr}(t_0) = 37.8 \left(1 - \frac{w}{c}\right)^{-1.64} / d \quad (4.5)$$

Όπου:

w/c = αναλογία νερού τσιμέντου

d = πάχος κάλυψης

Ενώ η πυκνότητα διάβρωσης σε περίοδο αναπαραγωγής ($i_{corr}(t)$) δίνεται από την σχέση:

$$i_{corr}(t) = 32.1 \left(1 - \frac{w}{c}\right)^{-1.64} t^{-0.29} / d \quad (4.6)$$

Επομένως ο ρυθμός διάβρωσης σε κάποιο χρόνο ($V_{corr}(t)$) μπορεί να υπολογιστεί:

$$V_{corr}t = 11.6i_{corr}t \quad (4.7)$$

4.3 Μείωση διαμέτρου οπλισμού

Με τον υπολογισμό του ρυθμού διάβρωσης ($V_{corr} t$) από την εξίσωση 5.4, μπορεί να υπολογιστεί η μειωμένη διάμετρος του οπλισμού μετά την διάβρωση:

$$\varphi' = \varphi - 2 \cdot V_{corr} t \quad (4.8)$$

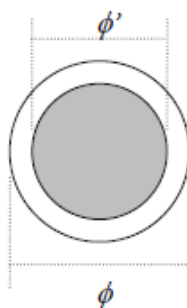
Όπου:

φ' = μειωμένη διάμετρος οπλισμού

φ = διάμετρος οπλισμού

Ενώ το ποσοστό απώλειας οπλισμού (L) από την αρχική διάμετρο του οπλισμού μετά από κάποια χρόνια δίνεται από την πιο κάτω σχέση:

$$L(t, \varphi) = 100 \left(1 - \left(\frac{\varphi'}{\varphi} \right)^2 \right) \quad (4.9)$$



Σχήμα 6: Διάμετρος οπλισμού πριν την διάβρωση φ και μετά την διάβρωση φ'

4.4 Μάζα των προϊόντων διάβρωσης (σκουριά)

Στο μοντέλο του, οι Duffo και Farina(2007) υπέθεσαν ότι η μάζα των προϊόντων διάβρωσης (σκουριά) αυξάνεται γραμμικά με τον χρόνο και έδειξαν ότι η μάζα των προϊόντων διάβρωσης ανά μονάδα μήκους της ράβδου του χάλυβα (W) που παράγεται σε χρόνο t είναι:

$$W = 2\pi \frac{i_{corr}}{nF} \cdot \frac{M_{rust}}{x} t \cdot \left(\frac{D_i}{2} - \frac{i_{corr} A_{Fe}}{nF \rho_{steel}} \right) \quad (4.10)$$

Όπου:

n = αριθμός ηλεκτρονίων που μεταφέρεται ανά ιόν

F = σταθερά του Faraday

M_{rust} = μοριακό βάρος του προϊόντος διάβρωσης

x = αριθμός ατόμων στο χημικό τύπο του προϊόντος διάβρωσης

D_i = αρχική διάμετρος της ράβδου του χάλυβα

A_{Fe} = ατομικό βάρος του σιδήρου

ρ_{steel} = πυκνότητα του χάλυβα

Σύμφωνα με τον Liu (1996) η διάβρωση του χάλυβα είναι μια δυναμική διαδικασία και η ανάπτυξη των προϊόντων διάβρωσης εξαρτάται από τις ιδιότητες των οξειδίων σκουριάς και μπορούν να ακολουθήσουν διαφορετικές σχέσεις ως προς το χρόνο. Έτσι ο Liu (1996) και οι Liu και Weyers (1998) περιέγραψαν τον ρυθμό παραγωγής σκουριάς (dW_{rust}/dt) ως εξής:

$$\frac{dW_{rust}}{dt} = k_p/W_{rust} \quad (4.11)$$

Όπου:

W_{rust} = ποσότητα των προϊόντων σκουριάς

t = χρόνος διάβρωσης

k_p = ρυθμός παραγωγής της σκουριάς

Στο μοντέλο τους οι Liu και Weyers (1998) εξέφρασαν τον ρυθμό παραγωγής της σκουριάς ως:

$$k_p = 0.098 \left(\frac{1}{a}\right) \pi D i_{corr} \quad (4.12)$$

Όπου:

0.098 = αριθμητικός συντελεστής για να χωρέσει τα πειραματικά δεδομένα

a = σχέση μεταξύ του ατομικού βάρους του σιδήρου και του μοριακού βάρους του προϊόντος σκουριάς

D = διάμετρος της ράβδου του χάλυβα

i_{corr} = μέση ετήσια ταχύτητα διάβρωσης

4.5 Μοντελοποίηση της διάβρωσης περιλαμβάνοντας την αλλοίωση του σκυροδέματος

Σύμφωνα με την DuraCrete (1998) προτάθηκε μια σχέση η οποία να υπολογίζει την ποσότητα διάβρωσης του χάλυβα που χρειάζεται για να αρχίσει να δημιουργείται ρηγμάτωση σε σχέση με τον λόγο της επικάλυψης τους σκυροδέματος με την διάμετρο της ράβδου του χάλυβα και της χαρακτηριστικής εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος.

$$x_{crack} = 83.8 + 7.4 \frac{c}{\phi} - 22.6 f_{c,sp} \quad (4.13)$$

Όπου:

x_{crack} = η ποσότητα διάβρωσης του χάλυβα ώστε να αρχίσει να δημιουργείται ρωγμή στο σκυρόδεμα (σε μικρόμετρα (μm))

c/ϕ = ο λόγος της επικάλυψης προς την διάμετρο της ράβδου

$f_{c,sp}$ = η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

Οι Rodriguez et al (1996) μελέτησαν πειραματικά ως επί το πλείστον με την χρήση δοκιμών επιταχυνόμενης διάβρωσης, το πλάτος της ρωγμής που δημιουργείται στο σκυρόδεμα. Η σχέση που δίνει το χαρακτηριστικό πλάτος ρωγμής δίνεται πιο κάτω:

$$w = 0.05 + \beta \cdot (x - x_{crack}) \quad (0 \leq w \leq 1.0mm) \quad (4.14)$$

Όπου:

w = χαρακτηριστικό πλάτος ρωγμής

x = ποσότητα διάβρωσης (σε μικρόμετρα (μm))

x_{crack} = η ποσότητα διάβρωσης του χάλυβα ώστε να αρχίσει να δημιουργείται ρωγμή στο σκυρόδεμα (σε μικρόμετρα (μm))

β = συντελεστής που εξαρτάται από την θέση της ράβδου ($\beta=0.01$ για ράβδους στο πάνω μέρος της διατομής και $\beta=0.0125$ για ράβδους στο κάτω μέρος της διατομής του σκυροδέματος)

4.6 Χρόνος για δημιουργία ρωγμής στο σκυρόδεμα από την διάβρωση

Σύμφωνα με τα μοντέλο του Bazant (1979) ο χρόνος μέχρι την πρώτη ρωγή στο σκυρόδεμα είναι μια συνάρτηση του ρυθμού διάβρωσης, του πάχους της κάλυψης και των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος όπως την αντοχή σε εφελκυσμό, το μέτρο ελαστικότητας, ο λόγος Poisson και ο συντελεστής ερπυσμού. Μια μελέτη βασισμένη στην θεωρητική εξίσωση του Bazant έδειξε ότι ο ρυθμός διάβρωσης είναι η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό του χρόνου για την δημιουργία ρωγμής στην κάλυψη του σκυροδέματος. Το έργο του Bazant επεκτάθηκε από τους Liu και Weyers (1998), με το μοντέλο που δημιούργησαν να περιλαμβάνει τις ίδιες παραμέτρους που χρησιμοποιούνται στο μοντέλο του Bazant, αλλά να περιλαμβάνει επίσης τον χρόνο που απαιτείται ώστε τα προϊόντα διάβρωσης να γεμίσουν μια υποτιθέμενη πορώδη ζώνη στη διεπαφή του χάλυβα με το σκυρόδεμα πριν τη δημιουργία εσωτερικής πίεσεως στο σκυρόδεμα. Στο μοντέλο τους ο χρόνος που χρειάζεται ώστε η διάβρωση να αρχίσει την δημιουργία ρωγμής στο σκυρόδεμα, t_{crack} , δίνεται ως συνάρτηση της κρίσιμης ποσότητας σκουριάς που χρειάζεται για να προκληθεί θραύση στην κάλυψη του σκυροδέματος, W_{crit} , και την ταχύτητα διάβρωσης, k_p :

$$t_{crack} = \frac{W_{crit}^2}{2k_p} \quad (4.15)$$

Ενώ το W_{crit} μοντελοποιείται ως:

$$W_{crit} = \rho_{rust} \left(\pi \left(\frac{C f_t'}{E_{ef}} \left(\frac{a^2 + b^2}{a^2 + b^2} + \nu_c \right) + d_0 \right) D + \frac{W_{st}}{\rho_{st}} \right) \quad (4.16)$$

Όπου:

ρ_{rust} = πυκνότητα της σκουριάς

C = πάχος κάλυψης σκυροδέματος

f_t' = εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

E_{ef} = ενεργό μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος $E_{ef} = E_c / (1 + \varphi_{creep})$

ν_c = λόγος Poisson

d_0 = πάχος της στη ζώνη των πόρων στη διεπαφή του χάλυβα με το σκυρόδεμα

D = αρχική διάμετρος του οπλισμού

W_{st} = ποσό απώλειας χάλυβα

ρ_{st} = πυκνότητα του χάλυβα

$\alpha = (D + 2d_0) / 2$

$b = \gamma + (D + 2d_0) / 2$

4.7 Συνάφεια

Ένα ελαστοπλαστικό μοντέλο ολίσθησης συνάφειας προτείνεται για τον καθορισμό της δύναμης συνάφειας με βάση τροποποίηση του μοντέλου Model Code 90 (CEB, 1993):

$$\tau_b(k) = \left(1 - \left(1 - 2\frac{k}{s_1}\right)^2\right)\tau_{max}, \quad 0 \leq k < s_1/2 \quad (4.17)$$

$$\tau_b(k) = \tau_{max}, \quad s_1/2 \leq k < s_2 - s_1/2 \quad (4.18)$$

$$\tau_b(k) = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left(\frac{k - s_2 + \frac{s_1}{2}}{s_3 - \frac{\tau_f}{D} - s_2 + \frac{s_1}{2}}\right), \quad s_2 - s_1/2 \leq k < s_3 - \tau_f/D \quad (4.19)$$

$$\tau_b(k) = \tau_f, \quad s_3 - \tau_f/D \leq k \quad (4.20)$$

Όπου τ_{max} , τ_f , s_1 , s_2 , s_3 παράμετροι του μοντέλου που δίνονται στον Πίνακα 5.1 ενώ $D = 2\tau_{max}/s_1$

Πίνακας 1: Παράμετροι μοντέλου ολίσθησης συνάφειας

	Unconfined concrete		Confined concrete	
	Good bond conditions	All other bond conditions	Good bond conditions	All other bond conditions
s_1 [mm]	0.6	0.6	1.0	1.0
s_2 [mm]	0.6	0.6	3.0	3.0
s_3 [mm]	1.0	2.5	Clear rib spacing	Clear rib spacing
τ_{max} [MPa]	$2.0\sqrt{f_{cc}}$	$1.0\sqrt{f_{cc}}^*$	$0.45f_{cc}$	$0.225f_{cc}$
τ_f [MPa]	$0.15\tau_{max}$	$0.15\tau_{max}$	$0.40\tau_{max}$	$0.40\tau_{max}$

* f_{cc} in MPa

4.7.1 Επίδραση της διάβρωσης

Η παράμετρος σκλήρυνσης, k , είναι η πλαστική ολίσθηση και για διαβρωμένες ράβδους οπλισμού εξαρτάται από το βάθος της διάβρωσης.

$$k = s_p + ax \quad (4.21)$$

Ενώ η αλλαγή ανεπάρκειας που οφείλεται σε ρωγμές προκύπτει:

$$\tau_b = k_{corr} \cdot \tau_{b,corf} + (1 - k_{corr})\tau_{b,unconf} \quad (4.22)$$

4.7.2 Συνάφεια για υψηλή διάβρωση

Για υψηλή διάβρωση η οποία οδηγεί σε πλήρη διάσπαση ή / και αποφλοΐωση της κάλυψης του σκυροδέματος, η δύναμη συνάφειας για «καλές συνθήκες συνάφειας» υπολογίζεται ως:

$$\tau_{b,spalling} = (0.3 + m \left(\frac{A_{sw}}{s \cdot \varphi} \right)) \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.23)$$

Ενώ για τις «υπόλοιπες συνθήκες συνάφειας», η δύναμη συνάφεια υπολογίζεται ως:

$$\tau_{b,spalling} = (0.1 + m \left(\frac{A_{sw}}{s \cdot \varphi} \right)) \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.24)$$

Όπου:

$$m = \left(\frac{0.7 \cdot f_{sw}}{\pi \cdot 2.5 \cdot \sqrt{f_c}} \right) \quad (4.25)$$

Και $0.7\sqrt{f_c}$ η ανώτερη τιμή για $\tau_{b,spalling}$ Kennedy Reid (2009).

Πίνακας 2: Παράμετροι μοντέλου ολίσθησης συνάφειας για υψηλή διάβρωση

	Unconfined concrete		Confined concrete	
	Good bond conditions	All other bond conditions	Good bond conditions	All other bond conditions
s_1, s_2, s_3	The same as in Table 1			
τ_{max} [MPa]	$2.0 \sqrt{f_{cc}}$	$1.0 \sqrt{f_{cc}}$ *	$2.5 \sqrt{f_{cc}}$	$1.25 \sqrt{f_{cc}}$
τ_f [MPa]	$0.15 \tau_{max}$	$0.10 \tau_{max}$	$0.40 \tau_{max}$	$0.40 \tau_{max}$

* f_{cc} in MPa

4.8 Συνολική παραμόρφωση λόγω ερπυσμού

Η συνολική παραμόρφωση ε_{tot} σε ηλικία t (από την στιγμή σκυροδέτησης) που οφείλεται σε σταθερή τάση $\sigma \leq 0.5f_c$ που επιβλήθηκε σε ηλικία t_0 , ισούται με την αρχική ελαστική παραμόρφωση κατά τη στιγμή t_0 , συν την ερπυστική παραμόρφωση και δίνεται από τον τύπο:

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) \sigma_0 \quad (4.26)$$

Όπου:

$E_c(t_0)$ = η αρχική τιμή του εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας σε ηλικία t_0 , που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση κατά τις πρώτες στιγμές εφαρμογής του φορτίου. $E_c(t_0) = 1.05E_{cm}(t_0)$ και $E_{cm}(t_0) = 9500f_{cm}^{1/3}$

E_{c28} = μέτρο ελαστικότητας σε ηλικία 28 ημερών

$\varphi(t, t_0)$ = ερπυστικός συντελεστής που δηλώνει πόσες φορές μεγαλύτερη από την ελαστική παραμόρφωση είναι η ερπυστική

5. Ανελαστικές αναλύσεις

Οι ανελαστικές αναλύσεις είναι πάρα πολύ χρήσιμες για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων, είτε κατά την αποτίμηση, είτε κατά τον σχεδιασμό ή ανασχεδιασμό του. Υπάρχουν δύο μέθοδοι ανελαστικής ανάλυσης οι οποίες είναι:

- Στατική ανελαστική ανάλυση πλευρικής οριακής ώθησης (push over analysis)
- Δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας (time history)

Στην παρούσα μελέτη θα γίνει χρήση στην δυναμική ανελαστική ανάλυση με την χρήση του λογισμικού SAP2000.

Οι ανελαστικές αναλύσεις εκτιμούν το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων, δίνουν όμως και τιμές για τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων που έχουν εισέλθει στην ανελαστική περιοχή. Επίσης περιγράφουν και τη μορφή του πλαισιακού μηχανισμού στον οποίο επιτυγχάνεται ο φορέας με τη χρονική εξέλιξη του σεισμού, μέσω επιταχυνσιογραφημάτων όταν πρόκειται για την δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας και με σταδιακή αύξηση των πλευρικών δυνάμεων όταν πρόκειται για την στατική ανελαστική ανάλυση πλευρικής ώθησης.

5.1 Δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας (time history)

Όπως ειπώθηκε και πιο πάνω στην παρούσα μελέτη θα γίνει χρήση της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Στην συγκεκριμένη ανάλυση γίνεται η περιγραφή της συμπεριφοράς των μελών λαμβάνοντας υπόψη την πλήρη απόκριση τους σε ανακυκλιζόμενες εντάσεις, ενώ με την χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων εκφράζεται η σεισμική δράση. Έτσι η δυναμική ανελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς οποιουδήποτε περιορισμούς στον φορέα ή το έδαφος θεμελίωσης, αλλά πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μια διεγέρσεις για τον λόγο ότι η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά ενός επιταχυνσιογραφήματος.

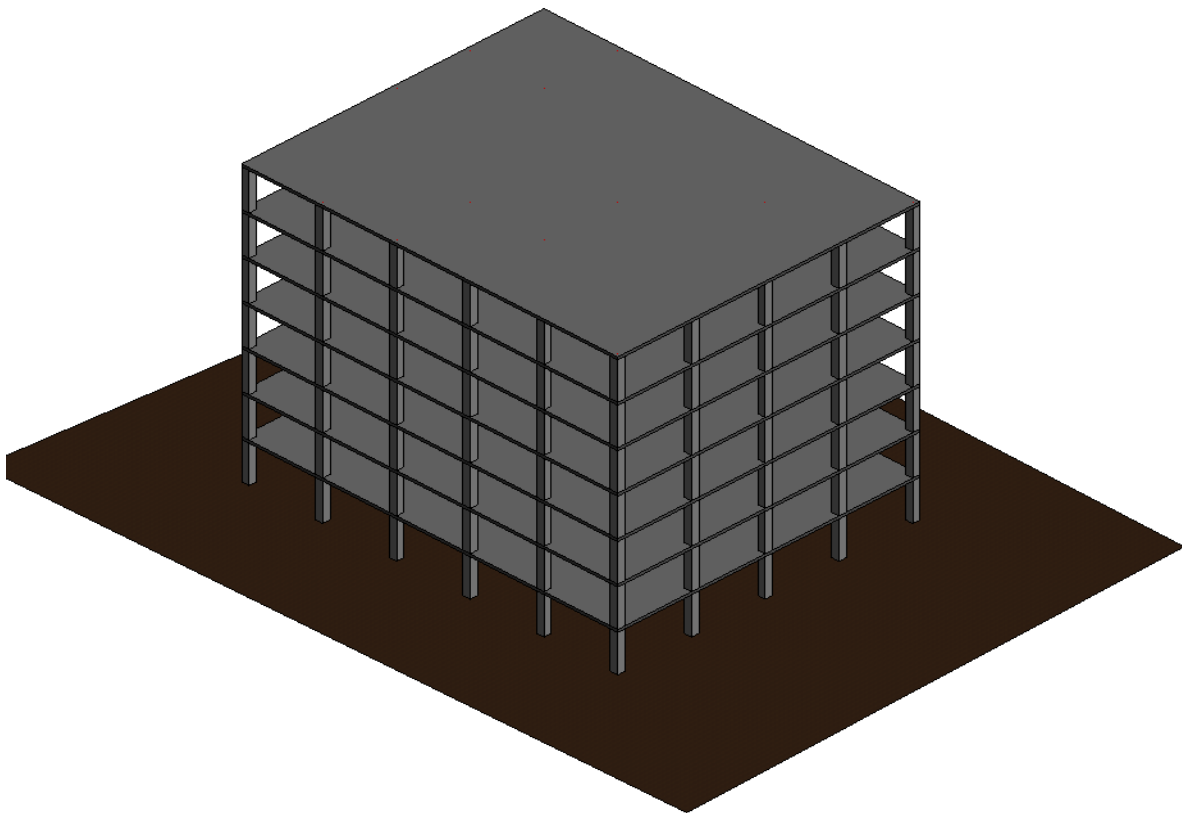
Η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης από όλες είναι η δυναμική ανελαστική ανάλυση, παρ' όλα αυτά εφαρμόζεται σε περιορισμένο βαθμό για τον λόγο ότι έχει κάποιες δυσκολίες όπως η δυσκολία στην επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων και της επεξεργασίας των εξαγόμενων αποτελεσμάτων αλλά και του μεγάλου υπολογιστικού κόστους.

6. Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς καινούργιου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα δια μέσω του χρόνου

Το κεφάλαιο αυτό που θα ακολουθήσει, θα ασχοληθεί με την σεισμική συμπεριφορά κατά την διάρκεια ζωής καινούργιων κτιρίων τα οποία κατασκευάζονται με τους σημερινούς Ευρωκώδικες. Θα γίνει ανάλυση ενός προσομοιώματος για τις χρονικές στιγμές $t=0$ δηλαδή την στιγμή κατασκευής του κτιρίου, $t=25$ στα 25 χρόνια ζωής του κτιρίου και $t=50$ για τα 50 χρόνια ζωής του, για να παρατηρήσουμε πως και κατά πόσο η διείδυση των χλωριόντων όλα αυτά τα χρόνια επηρέασε την σεισμική συμπεριφορά και τις αντοχές του κτιρίου.

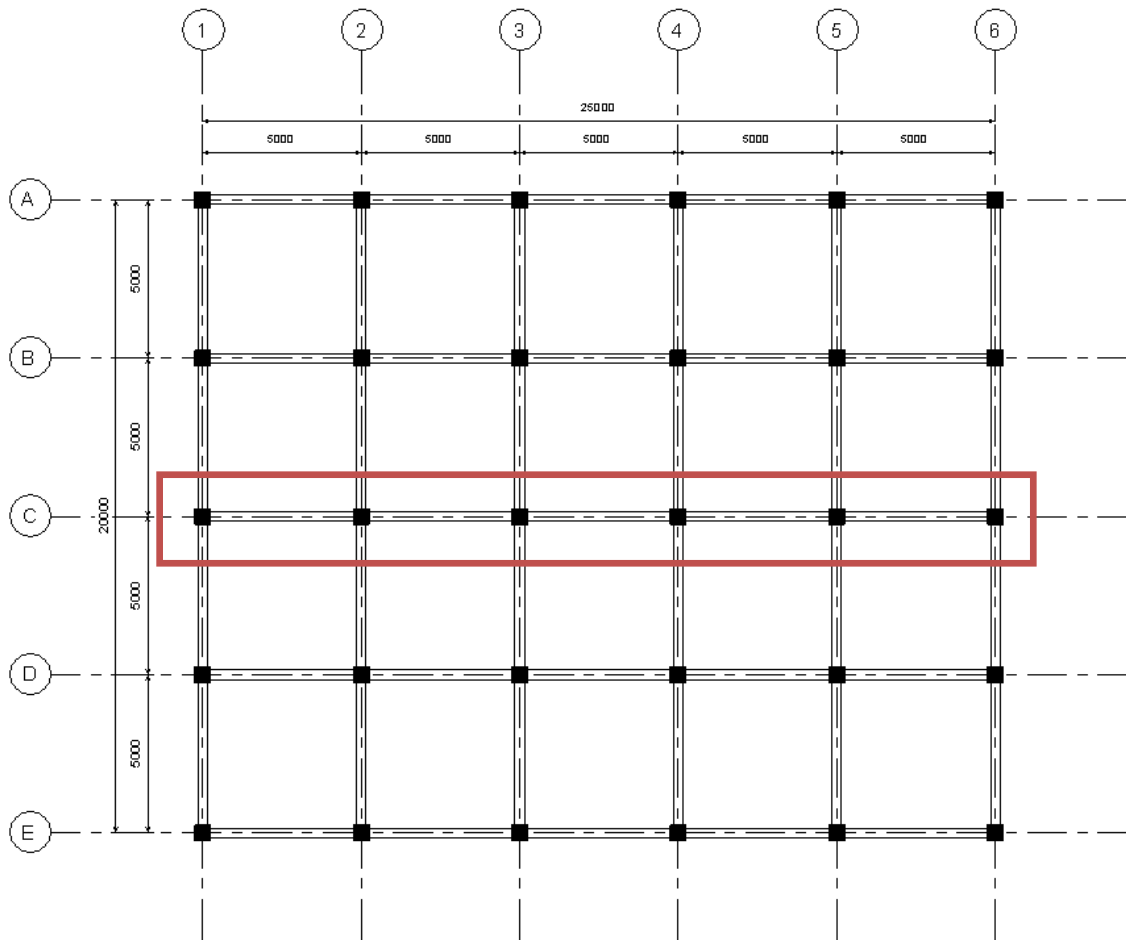
6.1 Περιγραφή κτιρίου

Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε προς ανάλυση είναι ένα 7-όροφο κτίριο των 3.0m κάθε όροφος όπως φαίνεται στο Σχήμα 7 το οποίο αποτελείται από 5 πλαίσια των 5 ανοιγμάτων με διαστάσεις 5.0m το κάθε ένα παράλληλα στην διεύθυνση X, ενώ παράλληλα στην διεύθυνση Y αποτελείται από 6 πλαίσια των 4 ανοιγμάτων με ίσες διαστάσεις 5.0m.

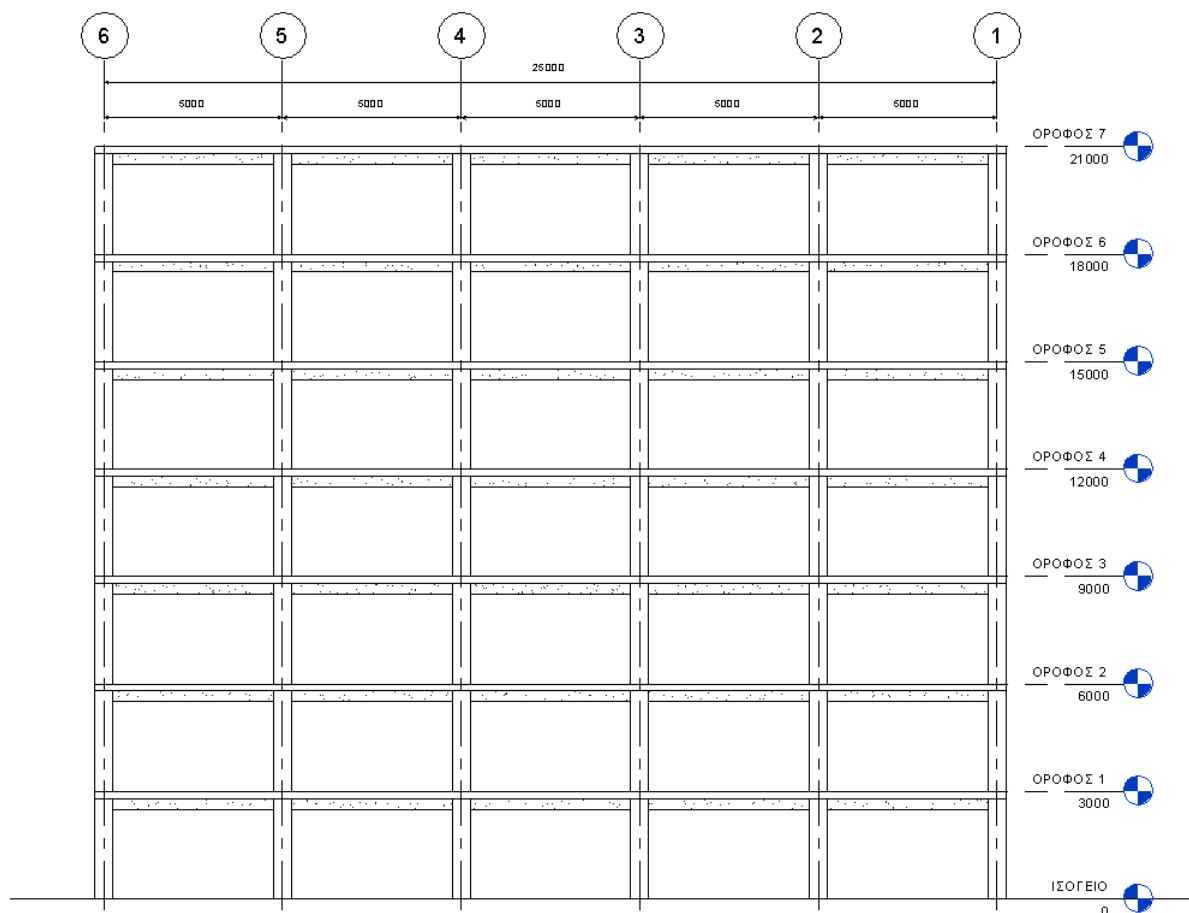


Σχήμα 7: Τρισδιάστατη απεικόνιση του 7-όροφου κτιρίου

Στο Σχήμα 8 πιο κάτω φαίνεται η κάτοψη του κτιρίου. Λόγω του ότι για να γίνει ανάλυση σε τρισδιάστατη μορφή του φορέα με δυναμική ανελαστική ανάλυση στο λογισμικό SAP2000 χρειάζεται αρκετό αποθηκευτικό χώρο και πολύ μεγάλο χρόνο, η ανάλυση θα γίνει σε δύο διαστάσεις όπως φαίνεται το πλαίσιο στο Σχήμα 9. Το πλαίσιο που έχει επιλεγεί προς ανάλυση είναι το πλαίσιο στον Άξονα C όπως φαίνεται στο Σχήμα 8 το οποίο θα δώσει και τις δυσμενέστερες φορτίσεις.



Σχήμα 8: Κάτοψη 7-όροφου κτιρίου



Σχήμα 9: Τομή Άξονα C του 7-όροφου κτιρίου

Η κατηγορία του σκυροδέματος είναι C25/30, και η χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα για τους οπλισμούς των κολόνων και των δοκών είναι $F_{yk}=500\text{MPa}$.

Όλα τα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ και είναι οπλισμένα με $12\Phi 20$ και με συνδετήρες $\Phi 10$ ανά 150mm . Οι διαστάσεις των δοκών είναι $0.3\text{m} \times 0.3\text{m}$ και έχουν οπλισμό $6\Phi 20$ κάτω και $4\Phi 20$ πάνω. Οι συνδετήρες στις δοκούς είναι όπως και των κολόνων $\Phi 10$ ανά 150mm . Το πάχος των πλακών είναι 0.2m . Η κάλυψη στα υποστυλώματα και στις δοκούς είναι ίση με $c=25\text{mm}$ (μέχρι την άκρια του συνδετήρα).

Τα φορτία που υπάρχουν στις πλάκες του κτιρίου είναι 6.5KN/m^2 μόνιμο φορτίο και 2KN/m^2 κινητό φορτίο.

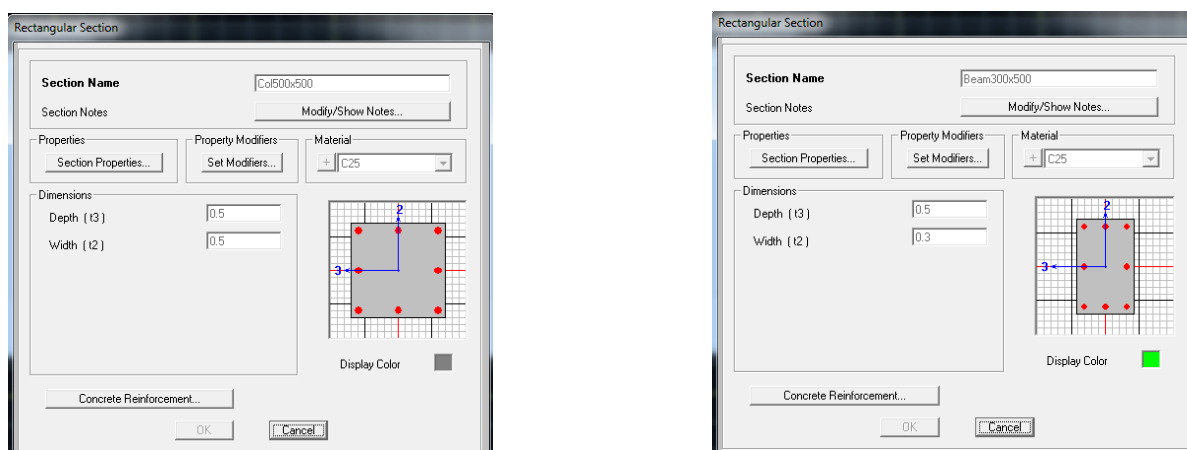
6.2 Προσομοίωση κτιρίου στο λογισμικό SAP2000

Για την ανάλυση του δισδιάστατου φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000 στο οποίο ακολουθήθηκε μια συγκεκριμένη διαδικασία μέχρι την ανάληψη των αποτελεσμάτων.

6.2.1 Σχεδιασμός φορέα

Πρώτα απ' όλα γίνεται ο ορισμός κάρναβου στην xz διεύθυνση και ακολούθως αρχίζει ο ορισμός των υλικών. Για τον ορισμό του σκυροδέματος ορίστηκε ένα υλικό C25/30 το οποίο έχει ίδιο βάρος 25KN/m^3 και χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή $F_{ck}=25\text{MPa}$.

Στην συνέχεια γίνεται ο ορισμός των ιδιοτήτων των διατομών για τα υποστυλώματα και τις δοκούς. Τα υποστυλώματα ορίστηκαν με διαστάσεις $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ και με υλικό C25/30 και οι δοκοί ορίστηκαν με διαστάσεις $0.3\text{m} \times 0.3\text{m}$ και με υλικό C25/30.

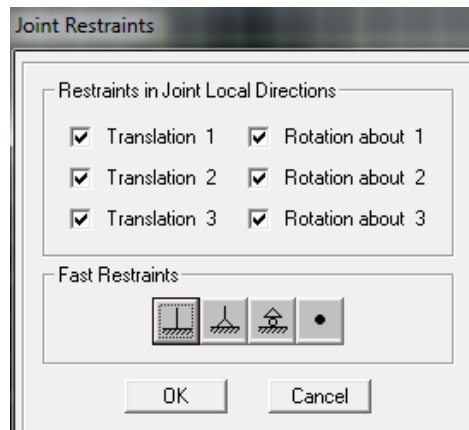


Σχήμα 10: Ορισμός ιδιοτήτων διατομών στα υποστυλώματα και τις δοκούς

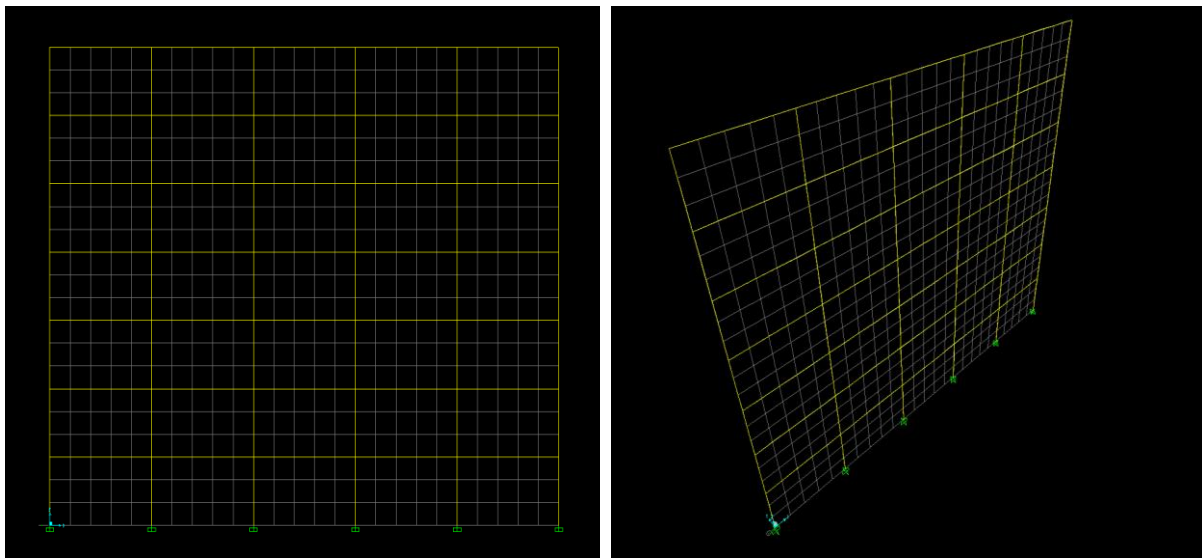
Έπειτα αφού ορίστηκαν τα υλικά και οι ιδιότητες των διατομών, ακολουθεί ο σχεδιασμός του φορέα πάνω στην κάρναβο με τον ορισμό των υποστυλωμάτων και των δοκών με τις αντίστοιχες διατομές τους. Ακολούθως ορίζονται όλες οι στηρίξεις του φορέα ως πακτώσεις δεσμεύοντας όλους τους βαθμούς ελευθερίας στους συγκεκριμένους κόμβους.



Σχήμα 11: Καθορισμός των διατομών κατά την διάρκεια σχεδιασμού του φορέα



Σχήμα 12: Ορισμός των στηρίξεων του φορέα ως πακτώσε



Σχήμα 13: Πλαίσιο 7-όροφου κτιρίου όπως σχεδιάστηκε στο λογισμικό SAP2000

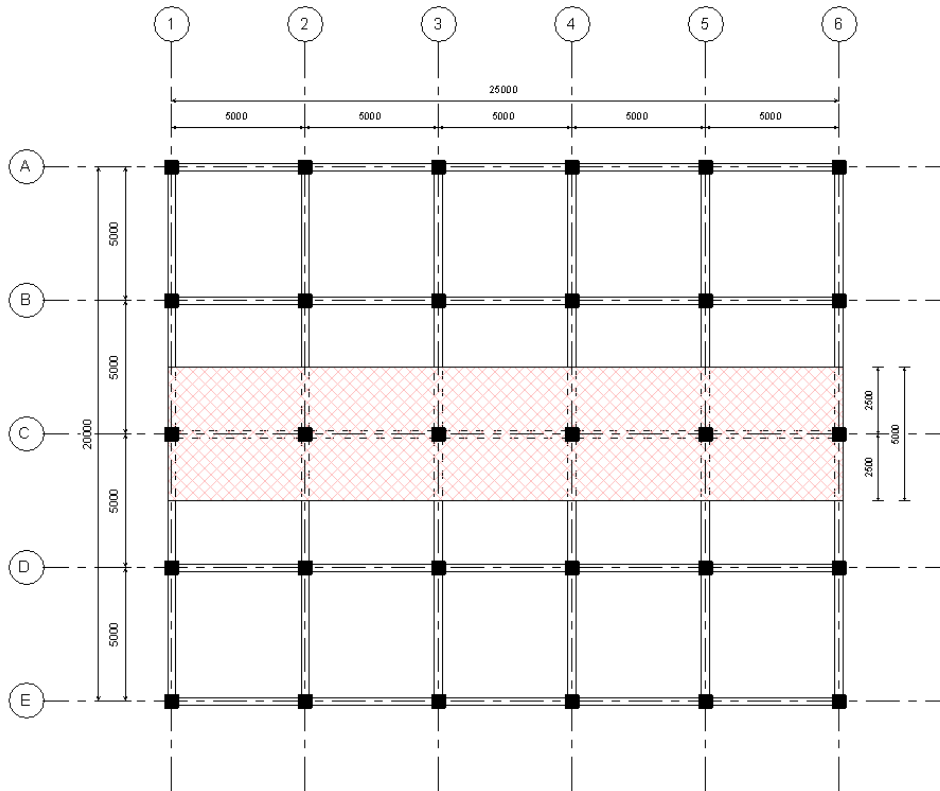
6.2.2 Υπολογισμός και ορισμός φορτίων δοκών

Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω τα φορτία που εξασκούνται πάνω στις πλάκες κάθε ορόφου στο κτίριο είναι 6.5KN/m^2 συμπεριλαμβανομένου και του ίδιου βάρους και 2KN/m^2 κινητό φορτίο. Λόγω του ότι το κτίριο θα αναλυθεί σε δύο διαστάσεις πρέπει το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο που εξασκείται στις πλάκες να αναλυθεί σε ομοιόμορφο τρεχούμενο μέτρο πάνω στις δοκούς. Έτσι, το μόνιμο κατανεμημένο φορτίο στις δοκούς προκύπτει:

$$6.5\text{KN/m}^2 \times 5.0\text{m} = 32.5\text{KN/m}$$

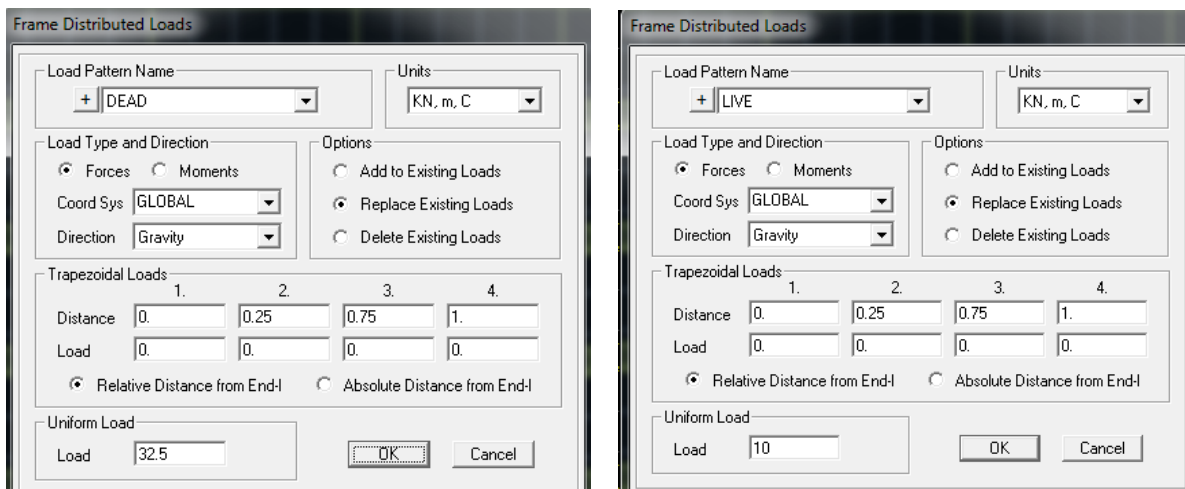
Όπου τα 5.0m προκύπτουν από το ότι οι διαστάσεις των πλακών στο κτίριο είναι $5.0\text{m} \times 5.0\text{m}$ και σε κάθε δοκό κατανέμετε μισό φορτίο της πλάκας από την μια μεριά και μισό φορτίο της πλάκας από την άλλη μεριά. Το κινητό φορτίο στις δοκούς προκύπτει:

$$2.0\text{KN/m}^2 \times 5.0\text{m} = 10\text{KN/m}$$

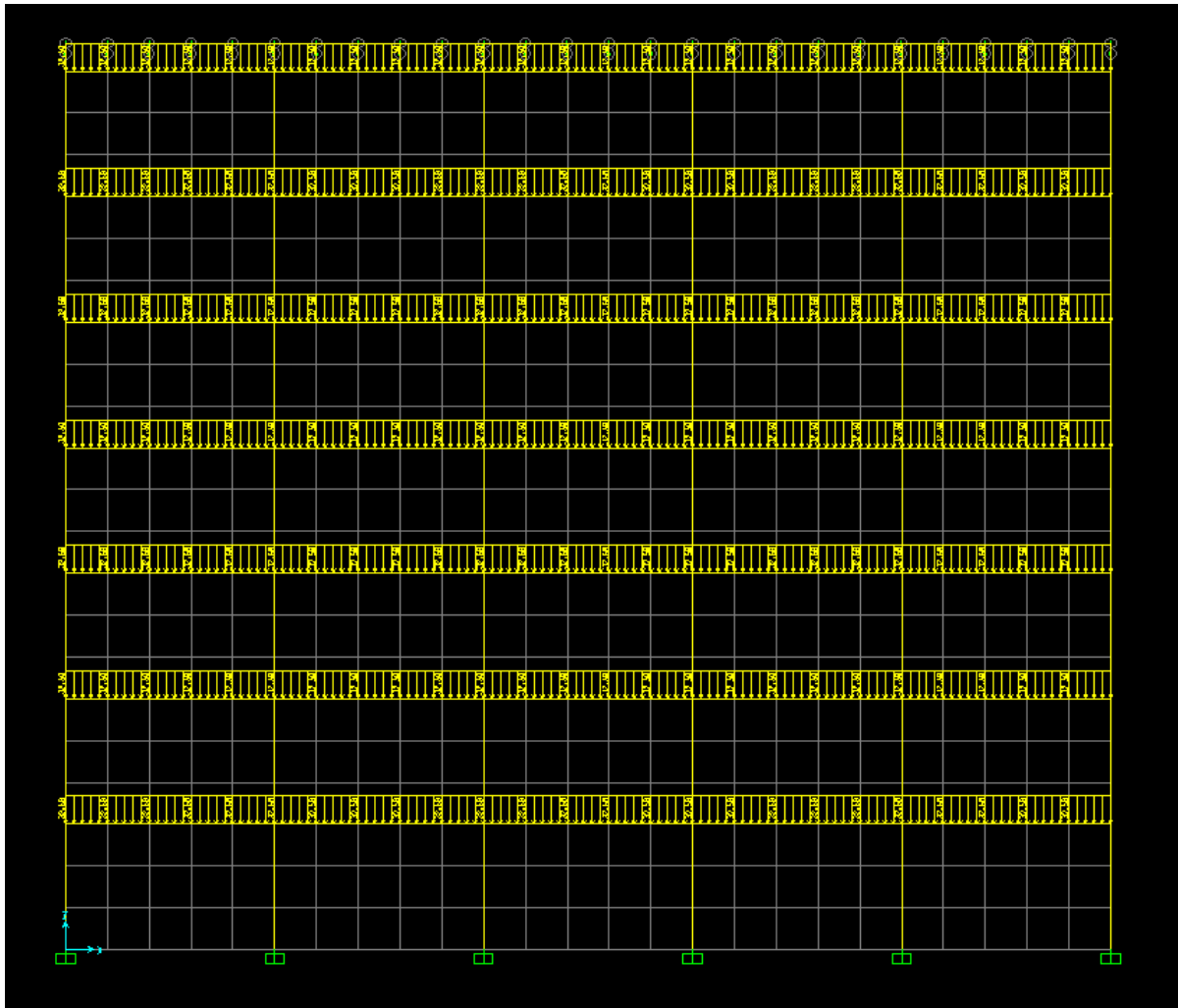


Σχήμα 14: Κάτοψη 7-όροφου κτιρίου που δείχνει την λωρίδα από την οποία μεταφέρονται τα φορτία στις δοκού του Άξονα C.

Για να οριστούν αυτά τα φορτία στο πρόγραμμα πρέπει να γίνει ο ορισμός του τύπου του φορτίου (Load Patterns) των μόνιμων φορτίων (DEAD) και των κινητών φορτίων (LIVE). Ακολούθως αφού επιλεγούν όλες οι δοκοί του κτιρίου ορίζονται τα φορτία τους με φορά προς τα κάτω της διεύθυνσης Z.



Σχήμα 15: Ορισμός μόνιμων και κινητών φορτίων στο λογισμικό SAP2000



Σχήμα 16: Μόνιμα φορτία στο λογισμικό SAP2000 πάνω στο πλαίσιο αφού έχουν πρώτα οριστεί

6.2.3 Υπολογισμός αξονικών φορτίων των υποστυλωμάτων

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει ο υπολογισμός των αξονικών φορτίων για κάθε υποστύλωμα τα οποία θα χρησιμοποιηθούν σε μεταγενέστερο κεφάλαιο για τον υπολογισμό των ροπών διαρροής των υποστυλωμάτων οι οποίες θα οριστούν στις πλαστικές αρθρώσεις.

Για τον υπολογισμό των αξονικών φορτίων πρέπει να υπολογιστεί το φορτίο που μεταφέρεται από τις πλάκες στις δοκούς και από τις δοκούς στα υποστυλώματα και ακολούθως να προστεθεί και το ίδιο βάρος της κολώνας. Αρχικά πρέπει τα φορτία που εξασκούνται στην πλάκα να πολλαπλασιαστούν με τον συνδυασμό φορτίσεων για σεισμό ο οποίος είναι:

$$1 \cdot G + 0.3 \cdot Q \quad (6.1)$$

Όπου:

G = μόνιμα φορτία

Q = κινητά φορτία

Χρησιμοποιώντας την εξίσωση 6.1 το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες προκύπτει:

$$1 \cdot 6.5 + 0.3 \cdot 2 = 7.1 \text{KN/m}^2$$

Αυτό το φορτίο πολλαπλασιάζεται με την λωρίδα όπως φαίνεται στο Σχήμα 14 πιο πάνω ώστε το φορτίο της πλάκας να κατανεμηθεί στις δοκούς του Άξονα C. Το φορτίο στις δοκούς προκύπτει $7.1 \text{KN/m}^2 \times 5.0 \text{m} = 35.5 \text{KN/m}$.

Το φορτίο στις δοκούς για να κατανεμηθεί σαν αξονικό φορτίο στις κολώνες πρέπει να πολλαπλασιαστεί για τις ακριανές κολώνες με 2.5m για τον λόγο ότι παραλαμβάνει το φορτίο της μισής δοκού ενώ για τις μεσαίες κολώνες πρέπει το φορτίο να πολλαπλασιαστεί με 5.0m γιατί παραλαμβάνει το μισό φορτίο της δοκού από την αριστερή μεριά και το μισό φορτίο της δοκού από την δεξιά μεριά.

Επίσης στα αξονικά φορτία πρέπει να προστεθεί και το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων. Για τον λόγο ότι τα αξονικά φορτία θα υπολογιστούν στους 8 κόμβους του πλαισίου πρέπει το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων να κατανεμηθεί στους κόμβους. Έτσι για τους ακριανούς κόμβους το ίδιο βάρος της κολώνας θα πολλαπλασιαστεί με 1.5m δηλαδή το μισό ύψος της κολώνας ενώ για τους μεσαίους κόμβους θα πολλαπλασιαστεί με 3.0m δηλαδή το μισό ύψος της κολώνας από την πάνω μεριά του κόμβου και το μισό ύψος της κολώνας από την κάτω μεριά του κόμβου. Το ίδιο βάρος της κολώνας υπολογίζεται από την εξής σχέση:

$$\text{Ίδιο βάρος κολώνας} = b \cdot d \cdot g_c \quad (6.2)$$

Όπου:

b = πλάτος κολώνας

d = βάθος κολώνας

g_c = ίδιο βάρος σκυροδέματος

Με λίγα λόγια το φορτίο δοκού πολλαπλασιάζεται με την απόσταση της δοκού που παραλαμβάνει ο κόμβος και προστίθεται με το ίδιο βάρος της κολώνας πολλαπλασιασμένο με το

ύψος της κολώνας που παραλαμβάνει ο κόμβος. Ακολούθως για τον επόμενο κόμβο προστίθεται το αξονικό φορτίο του προηγούμενου μαζί με το αξονικό φορτίο του συγκεκριμένου κόμβου.

Στην συνέχεια ακολουθεί η διαδικασία υπολογισμού του ακριανού και του μεσαίου κόμβου 7.

Ακριανός κόμβος 7:

$$35.5\text{KN/m}^2 \times 2.5\text{m} + 0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 \times 1.5\text{m} = 98.125\text{KN} \text{ (αξονικό φορτίο ακριανού κόμβου 8)}$$

$$98.125\text{KN} + 35.5\text{KN/m}^2 \times 2.5\text{m} + 0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 \times 3.0\text{m} = 205.625\text{KN} \text{ (αξονικό φορτίο ακριανού κόμβου 7)}$$

Μεσαίος κόμβος 7:

$$35.5\text{KN/m}^2 \times 5.0\text{m} + 0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 \times 1.5\text{m} = 186.875\text{KN} \text{ (αξονικό φορτίο μεσαίου κόμβου 8)}$$

$$186.875\text{KN} + 35.5\text{KN/m}^2 \times 5.0\text{m} + 0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 \times 3.0\text{m} = 383.125\text{KN} \text{ (αξονικό φορτίο μεσαίου κόμβου 7)}$$



Σχήμα 17: Πλαίσιο του 7-όροφου κτιρίου στο λογισμικό SAP2000 όπου φαίνεται ο ακριανός και ο μεσαίος κόμβος 7

Πίνακας 3: Αξονικά φορτία ακραίων και μεσαίων υποστυλωμάτων στους κόμβους

	Αξονικό φορτίο ακραίων υποστυλωμάτων (KN)	Αξονικό φορτίο μεσαίων υποστυλωμάτων (KN)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	98.125	186.875
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)	205.625	383.125
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)	313.125	579.375
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)	420.625	775.625
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)	528.125	971.875
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)	635.625	1168.125
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)	743.125	1364.375
Κόμβος 1 (Βάση)	752.500	1373.750

6.2.4 Υπολογισμός χρόνου έναρξης και βαθμού διάβρωσης

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει ο υπολογισμός του χρόνου έναρξης της διάβρωσης (T_{ini}) και του υπολογισμού της μείωσης του οπλισμού με την πάροδο του χρόνου για 25 χρόνια ζωής του κτιρίου ($t=25$) και για 50 χρόνια ζωής του κτιρίου ($t=50$). Για να υπολογιστούν τα πιο πάνω θα πρέπει να γίνει χρήση των σχέσεων που αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 4.1 προηγουμένως. Αυτές οι εξισώσεις μπορούν να δείξουν κατά πόσο οι ιδιότητες ενός καινούργιου κτιρίου με λόγο νερού τσιμέντου $w/c=0.45$ θα αλλοιωθούν με το πέρασμα των χρόνων και κατά πόσο θα το επηρεάσουν με αποτέλεσμα να είναι πιο ξεκάθαρο πότε μπορεί να χρειάζονται συντήρηση ή και κατεδάφιση.

Στη συνέχεια ακολουθεί η διαδικασία υπολογισμού του χρόνου έναρξης της διάβρωσης. Από την Εξίσωση 4.1 προκύπτει:

$$T_{ini} = \left(\frac{a^2}{4 \cdot k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot (t_0)^n} \cdot \left(erf^{-1} \left(1 - \frac{C_{crit}}{C_s} \right) \right)^{-2} \right)^{\left(\frac{1}{1-n} \right)}$$

Το a είναι το πάχος επικάλυψης και ισούται με 25mm.

Το k_e είναι περιβαλλοντικός συντελεστής και ισούται με 0.67

Το k_t είναι συντελεστής πειραματικών δοκιμών και ισούται με 1.25

Το $D_{RCM,0}$ είναι συντελεστής μετάδοσης χλωριόντων και ισούται με $391 \text{ mm}^2/\text{year}$ για λόγο νερού τσιμέντου $w/c=0.45$.

Το t_0 είναι σημείο αναφοράς χρόνου και ισούται με 28 ημέρες διά 365 δηλαδή 0.767123

Το n είναι εκθέτης γήρανσης και ισούται με 0.362

Το C_{crit} είναι η κρίσιμη περιεκτικότητα σε χλωριόντα και ισούται με 0.6

Το C_s είναι η περιεκτικότητα σε χλωριόντα στην επιφάνεια του σκυροδέματος και ισούται με 1.154 για λόγο νερού τσιμέντου $w/c=0.45$

Άρα,

$$T_{ini} = \left(\frac{25^2}{4 \cdot 0.67 \cdot 1.25 \cdot 391 \cdot (0.767123)^{0.362}} \cdot \left(erf^{-1} \left(1 - \frac{0.6}{1.154} \right) \right)^{-2} \right)^{\left(\frac{1}{1-0.362} \right)}$$

$T_{ini} = 14.27$ χρόνια

Σύμφωνα με την εξίσωση πιο πάνω και τις τιμές που δίνονται από την FIB-CEB Task Group 5.6 (2006) η διάβρωση στο 7-όροφο κτίριο θα αρχίσει τον 15^ο χρόνο ζωής του.

Έπειτα ακολουθεί η διαδικασία υπολογισμού της μείωσης της διαμέτρου του οπλισμού και του συνολικού οπλισμού στο κτίριο για την χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια και $t=50$ χρόνια. Για τον υπολογισμό θα χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις 4.2 και 4.3 που αναφέρθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο.

Για $t=25$ χρόνια:

$$A(t) = \begin{cases} n \cdot D_i^2 \cdot \frac{\pi}{4} & \text{για } t \leq T_{ini} \\ \max \left[n \cdot (D(t))^2 \cdot \frac{\pi}{4}, 0 \right] & \text{για } t \geq T_{ini} \end{cases}$$

Το n είναι ο αριθμός των ράβδων στην διατομή των υποστυλωμάτων και ισούται με 12.

Το D_i ισούται με την αρχική διάμετρο των ράβδων οπλισμού στα υποστυλώματα και ισούται με 20mm.

Το t είναι ο χρόνος μελέτης και ισούται με 25 χρόνια.

Το T_{ini} είναι ο χρόνος έναρξης της διάβρωσης.

Το $D(t)$ είναι η διάμετρος του οπλισμού στον χρόνο μελέτης μετά την διάβρωση και υπολογίζεται ως:

$$D(t) = D_i - i_{corr} \cdot k \cdot (t - T_{ini})$$

Το i_{corr} είναι ο ρυθμός διάβρωσης και ισούται με 10mA/cm^2

Το k είναι η διεύδυση διάβρωσης και ισούται με 0.0116mm/year .

Άρα,

$$D(t) = 20 - 10 \cdot 0.0116 \cdot (25 - 14.27)$$

$$\mathbf{D(t) = 18.75mm}$$

Επομένως η διάμετρος των ράβδων από 20mm στα 25 χρόνια θα γίνει 18.75mm . Η συνολική μείωση του οπλισμού στα υποστυλώματα από 3768mm^2 αφού το $t = 25$ χρόνια είναι μεγαλύτερο από το $T_{ini}=14.27$ χρόνια προκύπτει:

$$A(t) = \max \left[12 \cdot 18.75^2 \cdot \frac{\pi}{4}, 0 \right]$$

$$\mathbf{A(t) = 3315.18mm^2}$$

Για $t=50$ χρόνια:

$$A(t) = \begin{cases} n \cdot D_i^2 \cdot \frac{\pi}{4} & \text{για } t \leq T_{ini} \\ \max \left[n \cdot (D(t))^2 \cdot \frac{\pi}{4}, 0 \right] & \text{για } t \geq T_{ini} \end{cases}$$

Το n είναι ο αριθμός των ράβδων στην διατομή των υποστυλωμάτων και ισούται με 12 .

Το D_i ισούται με την αρχική διάμετρο των ράβδων οπλισμού στα υποστυλώματα και ισούται με 20mm .

Το t είναι ο χρόνος μελέτης και ισούται με 50 χρόνια.

Το T_{ini} είναι ο χρόνος έναρξης της διάβρωσης.

Το $D(t)$ είναι η διάμετρος του οπλισμού στον χρόνο μελέτης μετά την διάβρωση και υπολογίζεται ως:

$$D(t) = D_i - i_{corr} \cdot k \cdot (t - T_{ini})$$

Το i_{corr} είναι ο ρυθμός διάβρωσης και ισούται με 10mA/cm^2

Το k είναι η διεύθυνση διάβρωσης και ισούται με 0.0116mm/year .

Άρα,

$$D(t) = 20 - 10 \cdot 0.0116 \cdot (50 - 14.27)$$

$$D(t) = 15.85\text{mm}$$

Επομένως η διάμετρος των ράβδων από 20mm στα 50 χρόνια θα γίνει 15.85mm . Η συνολική μείωση του οπλισμού στα υποστυλώματα από 3768mm^2 αφού το $t = 50$ χρόνια είναι μεγαλύτερο από το $T_{\text{ini}}=14.27$ χρόνια προκύπτει:

$$A(t) = \max \left[12 \cdot 15.85^2 \cdot \frac{\pi}{4}, 0 \right]$$

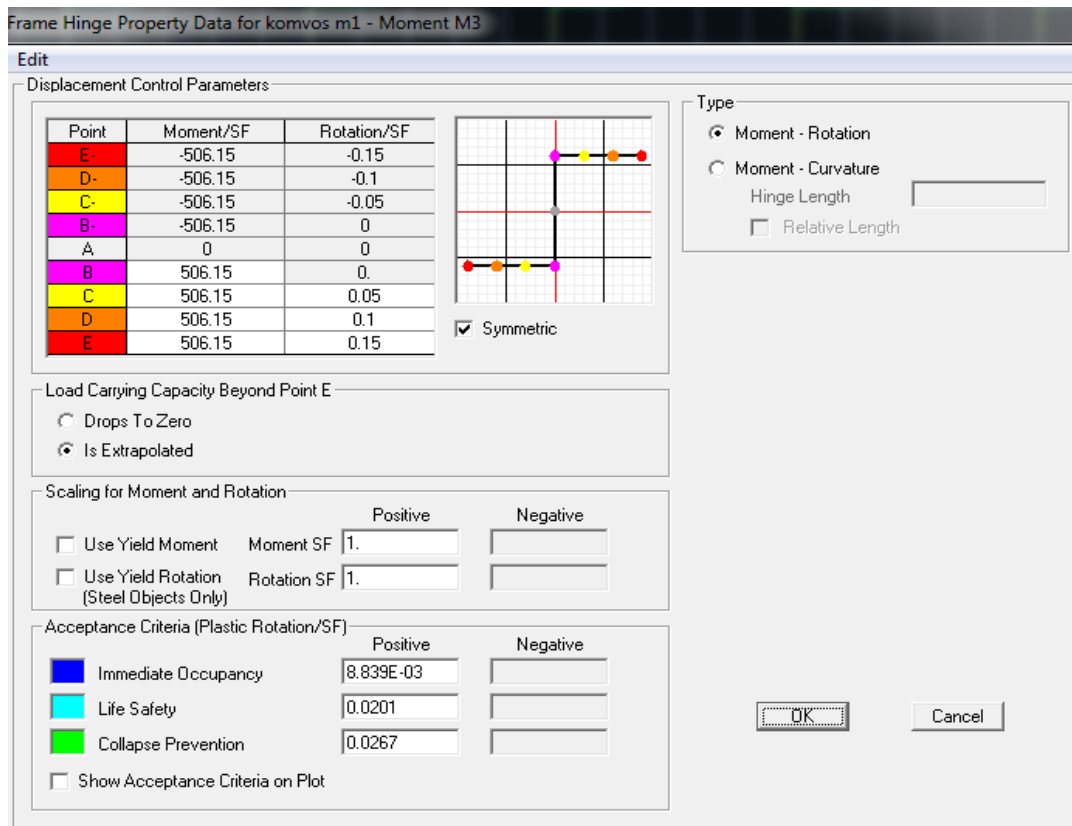
$$A(t) = 2369.22\text{mm}^2$$

6.2.5 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων

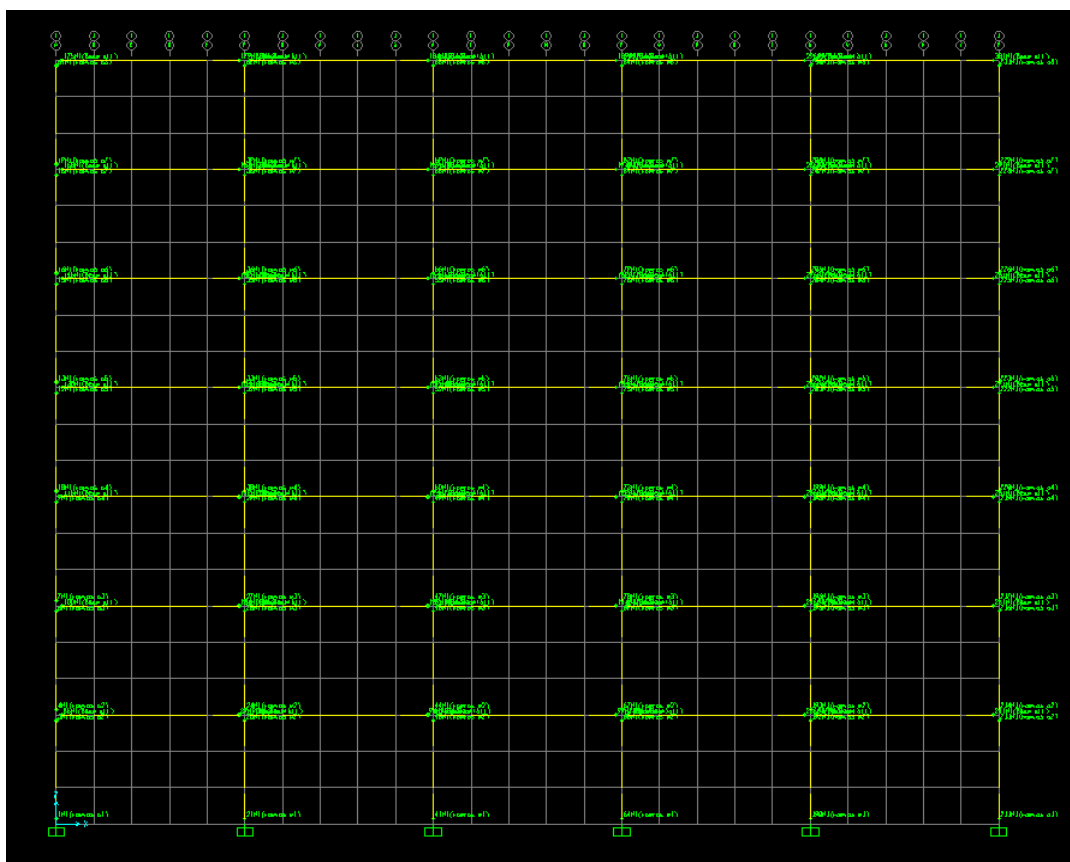
Πολύ συχνά γίνεται η σύγχυση της απλής άρθρωσης με την πλαστική άρθρωση. Οι διαφορές των δύο είναι πως η απλή άρθρωση δεν μπορεί να παραλάβει καμία ροπή ενώ από τη άλλη η πλαστική άρθρωση παραλαμβάνει την πλαστική ροπή αντίστασης η οποία είναι η μέγιστη δυνατότητα ανάληψης ροπής της διατομής. Επιπλέον οι απλές αρθρώσεις έχουν άπειρη δυνατότητα παραλαβής στροφής της διατομής, ενώ οι πλαστικές αρθρώσεις παραλαμβάνουν μόνο τη στροφή που καθορίζεται πλαστιμότητα της διατομής η οποία προκύπτει υπολογιστικά από τις ιδιότητες της διατομής από τον τρόπο διάταξης του οπλισμού σε αυτή.

Σε ένα υπερστατικό φορέα είναι γνωστή η ευεργετική και επιδιωκόμενη δυνατότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω των πλαστικών αρθρώσεων οι οποίες με άλλα λόγια είναι οι τοπικές εκδηλώσεις ελεγχόμενων ζημιών με διεύρυνση των καμπτικών ρωγμών χωρίς την πρόωρη συντριβή του σκυροδέματος και της θλιβόμενης ζώνης των διατομών. Σε περίπτωση που σε ένα μέλος τεθεί πλαστική άρθρωση ροπής, ο κόμβος της συμπεριφέρεται τελείως άκαμπτα μέχρι το σημείο ροπής διαρροής, στο οποίο αναπτύσσεται υπολογίσιμη στροφή μέχρι την τελική κατάρρευση.

Για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων στο λογισμικό SAP2000 πρέπει να για κάθε μέλος, κολώνα ή δοκός να οριστεί η ροπή διαρροής της διατομής του καθώς επίσης και οι στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχήμα 18: Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στο λογισμικό SAP2000



Σχήμα 19: Πλαίσιο 7-όροφου κτιρίου στο λογισμικό SAP2000 με τις πλαστικές αρθρώσεις του πάνω στους κόμβους

6.2.5.1 Υπολογισμός ροπής διαρροής

Για τον υπολογισμό των ροπών διαρροής για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων χρησιμοποιήθηκαν οι εξής εξισώσεις:

Υπολογισμός $f_c \equiv \sigma_c$:

$$f_c = f_{ck} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (6.3)$$

$$f_c = f_{ck} \quad \text{για } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (6.4)$$

Υπολογισμός εμβαδού επιφάνειας A:

$$A = f_{ck} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c2}} - \frac{\varepsilon_c^3}{3 \cdot \varepsilon_{c2}^2} \right) \quad \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (6.5)$$

$$A = \frac{2}{3} \cdot f_{ck} \cdot \varepsilon_{c2} + f_{ck} \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}) \quad \text{για } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (6.6)$$

Υπολογισμός 1^{ης} Ροπή επιφάνειας:

$$1\eta \text{ Ροπή} = f_{ck} \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{\varepsilon_c^3}{\varepsilon_{c2}} - \frac{\varepsilon_c^4}{4 \cdot \varepsilon_{c2}^2} \right] \quad \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (6.7)$$

$$1\eta \text{ Ροπή} = \frac{5}{12} \cdot f_{ck} \cdot \varepsilon_{c2}^2 + \frac{1}{2} f_{ck} \cdot (\varepsilon_c^2 - \varepsilon_{c2}^2) \quad \text{για } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (6.8)$$

Υπολογισμός μέσου παράγοντα τάσης α :

$$\alpha = \frac{\text{εμβαδόν}}{\sigma_c \cdot \varepsilon_c} = \frac{\int_0^{\varepsilon_c} f_c \cdot d\varepsilon_c}{f_c \cdot \varepsilon_c} \quad (6.9)$$

Υπολογισμός παράγοντα κέντρου βάρους γ :

$$\gamma = 1 - \frac{\text{Ροπή Εμβαδού}}{\varepsilon_c \cdot \text{εμβαδόν}} = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_c} f_c \cdot \varepsilon_c \cdot d\varepsilon_c}{\varepsilon_c \cdot \int_0^{\varepsilon_c} f_c \cdot d\varepsilon_c} \quad (6.10)$$

Υπολογισμός ύψους ουδέτερου άξονα x:

$$a \cdot f_c \cdot b \cdot x - E_s \cdot \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_c \cdot A_s = N \quad \text{για } \varepsilon_s > \varepsilon_y \quad (6.11)$$

$$a \cdot f_c \cdot b \cdot x - A_s \cdot f_{yk} = N \quad \text{για } \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad (6.12)$$

Υπολογισμός εφελκυσμού / θλίψης:

$$F_s = F_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_s \quad \text{για } \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad (6.13)$$

$$F_s = f_{yk} \cdot A_s \quad \text{για } \varepsilon_s > \varepsilon_y \quad (6.14)$$

Υπολογισμός ροπής M:

$$M = \left[F_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + a \cdot f_c \cdot b \cdot x \cdot \left(\frac{h}{2} - \gamma \cdot x \right) \right] / 10^6 \quad (6.15)$$

Όπου οι παράμετροι των πιο πάνω εξισώσεων:

f_c = τάση σκυροδέματος

f_{ck} = χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

ε_c = ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος

ε_{c2} = ανηγμένη παραμόρφωση αντίστοιχη της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος

ε_{cu2} = ανηγμένη παραμόρφωση αστοχίας σκυροδέματος

b = πλάτος διατομής

E_s = μέτρο ελαστικότητας χάλυβα

d = στατικό ύψος διατομής

A_s = εμβαδόν εφελκόμενου οπλισμού

N = Αξονικό φορτίο

f_{yk} = χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα

ε_s = ανηγμένη παραμόρφωση χάλυβα

ε_y = ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής χάλυβα

h = βάθος διατομής

d' = απόσταση από του κέντρου βάρους του οπλισμού από την ακραία ίνα

Οι ροπές διαρροής για τα υποστυλώματα και τις δοκούς για τις χρονικές περιόδους $t=25$ χρόνια και $t=50$ χρόνια υπολογίστηκαν με τον μειωμένο οπλισμό όπως βρέθηκε με τις εξισώσεις στο Κεφάλαιο 6.2.4 πιο πάνω. Τα αποτελέσματα των ροπών διαρροής που τοποθετήθηκαν στις πλαστικές αρθρώσεις στους κόμβους για τις χρονικές περιόδους $t=0$ χρόνια, $t=25$ χρόνια και $t=50$ χρόνια φαίνονται στους πίνακες που ακολουθούν.

Πίνακας 4: Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων και δοκών για χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια

Για $t = 0$ χρόνια	Ακραία υποστυλώματα	Μεσαία Υποστυλώματα	Δοκοί
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Οροφος)	335.81	363.76	360.78
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Οροφος)	353.69	394.91	
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Οροφος)	373.66	422.77	
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Οροφος)	390.39	439.57	
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Οροφος)	406.39	463.44	
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Οροφος)	421.63	485.45	
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Οροφος)	436.04	502.60	
Κόμβος 1 (Βάση)	439.92	506.15	

Πίνακας 5: Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων και δοκών για χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια

Για $t = 25$ χρόνια	Ακραία υποστυλώματα	Μεσαία Υποστυλώματα	Δοκοί
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Οροφος)	316.74	316.56	322.40
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Οροφος)	334.70	350.28	
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Οροφος)	345.61	381.40	
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Οροφος)	362.19	409.51	
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Οροφος)	378.08	434.24	
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Οροφος)	393.20	459.76	
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Οροφος)	407.51	476.58	
Κόμβος 1 (Βάση)	408.09	476.99	

Πίνακας 6: Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων και δοκών για χρονική περίοδο $t=50$ μχρόνια

Για $t = 50$ χρόνια	Ακραία υποστυλώματα	Μεσαία Υποστυλώματα	Δοκοί
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	234.22	241.10	237.90
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)	252.91	276.77	
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)	271.23	310.36	
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)	289.08	341.40	
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)	306.36	369.53	
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)	323.01	394.38	
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)	338.97	415.66	
Κόμβος 1 (Βάση)	339.67	420.10	

6.2.5.2 Υπολογισμός σταθμών επιτελεστικότητας

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν στάθμες επιτελεστικότητας για τα φέροντα στοιχεία ενός κτιρίου ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Στην παρούσα μελέτη ο έλεγχος ικανότητας του κτιρίου γίνεται με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται στις πλαστικές αρθρώσεις. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 υπάρχουν 3 στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες είναι:

Περιορισμού βλαβών – θy (Limit State of Damage Limitation - DL):

Σε αυτή την στάθμη το επίπεδο βλαβών στον φέροντα οργανισμό είναι τέτοιο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία του σεισμού κατά την διάρκεια και μετά τον σεισμό εκτός από δευτερεύοντες λειτουργίες. Βασικά επιτρέπεται η δημιουργία μόνο αραιών ρωγμών καμπτικού χαρακτήρα οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα του κτιρίου να φέρει τα οριζόντια φορτία σχεδιασμού. Επίσης δεν υπάρχει κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες που θα δημιουργηθούν. Ο ορισμός της στάθμης εφαρμόστηκε με τον υπολογισμό της στροφής χορδής στη διαρροή θy .

Σοβαρές βλάβες – $3/4\theta_{um}$ (Limit State of Significant Damage - SD)

Όσον αφορά τον φέροντα οργανισμό σε αυτή την στάθμη, οι βλάβες που εμφανίζονται είναι επισκευάσιμες και δεν είναι αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας του κτιρίου αλλά και ούτε σοβαρού τραυματισμού ατόμων. Για να μπορεί το κτίριο να ξαναχρησιμοποιηθεί θα πρέπει πρώτα να επισκευαστούν οι βλάβες του. Ο ορισμός της στάθμης μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι τα $3/4$ της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία θ_{um} .

Οιονεί κατάρρευση – θ_{um} (Limit State of Near Collapse - NC)

Οι βλάβες που δημιουργούνται στον φέροντα οργανισμό σε αυτή την στάθμη είναι εκτεταμένες και ως επί το πλείστον μη επισκευάσιμες. Μπορεί ο φέροντας οργανισμός να φέρει τα κατακόρυφα

φορτία αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία να μειωθούν σημαντικά. Αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα τα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης της κατασκευής να μην υπάρχουν. Υπάρχει μεγάλος κίνδυνος κατάρρευσης της κατασκευής σε μετασεισμούς και τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής. Για να μπορεί να γίνει η επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά τον σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις και πολλές φορές να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της. Ο ορισμός της στάθμης εφαρμόστηκε με τον υπολογισμό της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία θυμ.

Για τον υπολογισμό των σταθμών επιτελεστικότητας είναι σημαντικό να γνωρίζονται οι διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται στις μέσες τιμές της αντοχής των υλικών. Υπάρχουν 3 συντελεστές αξιοπιστίας ανάλογα με το Επίπεδο Γνώσης οι οποίοι είναι:

- Περιορισμένη Γνώση (KL1)
- Συνήθης Γνώση (KL2)
- Πλήρης Γνώση (KL3)

Για την παρούσα μελέτη θα χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής αξιοπιστίας ίσον με 1.0 για τον λόγο ότι το κτίριο προς ανάλυση είναι καινούργιο και έτσι το Επίπεδο Γνώσης που θα χρησιμοποιηθεί είναι εκείνο της Πλήρης Γνώσης (KL3). Τα επίπεδα γνώσης φαίνονται στον Πίνακα 7 πιο κάτω.

Πίνακας 7: Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται στις μέσες τιμές αντοχής των υλικών ανάλογα με το Επίπεδο Γνώσης

Επίπεδο Γνώσης	Γεωμετρία	Λεπτομέρειες	Υλικά	Ανάλυση	CF
KL1	Από τα αρχικά σχέδια κατασκευής και δειγματοληπτική οπτική έρευνα ή από πλήρη έρευνα	Προσομοίωση σχεδιασμού με βάση την πρακτική κατά τον χρόνο κατασκευής και από περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση	Προκαθορισμένες τιμές σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυαν κατά τον χρόνο κατασκευής και από περιορισμένες επί τόπου δοκιμές	LF - MRS	1,35
KL2		Από μη-πλήρη αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση	Από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού και περιορισμένες επί τόπου δοκιμές ή από εκτεταμένες επί τόπου δοκιμές	Όλες	1,20
KL3		Από τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από διεξοδική επί τόπου επιθεώρηση	Από τις αρχικές αναφορές δοκιμών και περιορισμένες επί τόπου δοκιμές ή από διεξοδικές επί τόπου δοκιμές	Όλες	1,00

Η διαδικασία υπολογισμού των σταθμών επιτελεσματικότητας περιγράφεται με τις πιο κάτω εξισώσεις όπως προτείνει ο Ευρωκώδικας 8-Μέρος 3:

Συνολική ικανότητα στροφής της χορδής μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα στην αστοχία υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^{\nu}) \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \left[\min \left(9, \frac{L_v}{h} \right) \right]^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (6.16)$$

Πλαστικό μέρος της ικανότητας στροφής της χορδής μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση:

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.0145 \cdot 0.25^{\nu} \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot \left[\min \left(9, \frac{L_v}{h} \right) \right]^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot 1.275^{100\rho_d} \quad (6.17)$$

Ικανότητα στροφής της χορδής μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα στη διαρροή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

$$\theta_y = \theta_{um} - \theta_{um}^{pl} \quad (6.18)$$

Όπου οι παράμετροι των εξισώσεων:

$\gamma_{el} = 1.5$ για πρωτεύοντα στοιχεία (για θ_{um})

$\gamma_{el} = 1.8$ για πρωτεύοντα στοιχεία (για θ_{um}^{pl})

$\nu = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$ ανηγμένο στη διατομή αξονικό φορτίο, όπου b το πλάτος της διατομής, h το ύψος της διατομής και f_c η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c}$ ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού, όπου d το στατικό ύψος και f_y η αντοχή διαρροής του χάλυβα

$\omega' = \frac{A_{s'}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c}$ ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού

f_{yw} = αντοχή διαρροής χάλυβα συνδετήρων

$L_v = M/V$ το μήκος διάτμησης

$\rho_{sx} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_h}$ γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση τη φόρτισης, πλάτος διατομής και s_h απόσταση συνδετήρων

ρ_d = ποσοστό διαγώνιου οπλισμού

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0}\right)$$
 συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης

s_h = απόσταση συνδετήρων

b_0 = απόσταση μέχρι το κέντρο του συνδετήρα

h_0 = απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

b_i = απόσταση μεταξύ 2 διαμηκών ράβδου οπλισμού, που συγκρατούνται από συνδετήρα στην περίμετρο της διατομής

Χρησιμοποιώντας τις πιο πάνω εξισώσεις σε ένα αρχείο Excel μπορούν να υπολογιστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας για τα υποστυλώματα και τις δοκούς για τις χρονικές στιγμές $t=0$ χρόνια, $t=25$ χρόνια και $t=50$ χρόνια. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν αναγράφονται στους πιο κάτω πίνακες.

Πίνακας 8: Στάθμες επιτελεστικότητας ακραίων υποστυλωμάτων για $t=0$ χρόνια

Ακραία Υποστυλώματα			
Για $t = 0$ χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	0.01043323	0.02564072	0.03418763
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)	0.01029244	0.02511520	0.03348694
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)	0.01015243	0.02460046	0.03280061
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)	0.01001381	0.02409626	0.03212835
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)	0.00987640	0.02360240	0.03146986
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)	0.00974020	0.02311866	0.03082488
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)	0.00960524	0.02264483	0.03019311
Κόμβος 1 (Βάση)	0.00959353	0.02260397	0.03013863

Πίνακας 9: Στάθμες επιτελεστικότητας μεσαίων υποστυλωμάτων για $t=0$ χρόνια

Μεσαία Υποστυλώματα			
Για $t = 0$ χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	0.010316749	0.02520608	0.033608107
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)	0.010062035	0.024270958	0.032361278
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)	0.009811316	0.023370529	0.031160705
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)	0.009564678	0.022503504	0.030004672
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)	0.009322191	0.021668645	0.028891526
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)	0.009083914	0.020864758	0.027819678
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)	0.008849896	0.020090695	0.026787593
Κόμβος 1 (Βάση)	0.008838824	0.020054445	0.02673926

Πίνακας 10: Στάθμες επιτελεστικότητας δοκών για t=0 χρόνια

Δοκοί			
Για t = 0 χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	0.012085431	0.027970795	0.037294393
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 1 (Βάση)			

Πίνακας 11: Στάθμες επιτελεστικότητας ακραίων υποστυλώματων για t=25 χρόνια

Ακραία Υποστυλώματα			
Για t = 25 χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	0.010432085	0.025637916	0.034183888
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)	0.010291118	0.025112457	0.033483276
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)	0.010151325	0.024597767	0.032797023
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)	0.01001272	0.024093626	0.032124835
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)	0.00987532	0.023599818	0.031466424
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)	0.009739138	0.023116131	0.030821508
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)	0.009604187	0.022642357	0.030189809
Κόμβος 1 (Βάση)	0.009592477	0.022601502	0.030135337

Πίνακας 12: Στάθμες επιτελεστικότητας μεσαίων υποστυλώματων για t=25 χρόνια

Μεσαία Υποστυλώματα			
Για t = 25 χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	0.010315622	0.025203325	0.033604433
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)	0.010060935	0.024268305	0.032357740
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)	0.009810243	0.023367974	0.031157298
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)	0.009563632	0.022501044	0.030001391
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)	0.009321172	0.021666276	0.028888368
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)	0.009082921	0.020862477	0.027816636
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)	0.008848928	0.020088499	0.026784665
Κόμβος 1 (Βάση)	0.008837857	0.020052252	0.026736337

Πίνακας 13: Στάθμες επιτελεστικότητας δοκών για t=25 χρόνια

Δοκοί Υποστυλώματα			
Για t = 25 χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Οροφος)	0.012079726	0.027957593	0.037276791
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Οροφος)			
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Οροφος)			
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Οροφος)			
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Οροφος)			
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Οροφος)			
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Οροφος)			
Κόμβος 1 (Βάση)			

Πίνακας 14: Στάθμες επιτελεστικότητας ακραίων υποστυλωμάτων για t=50 χρόνια

Ακραία Υποστυλώματα			
Για t = 50 χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Οροφος)	0.010432085	0.025637916	0.034183888
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Οροφος)	0.010291118	0.025112457	0.033483276
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Οροφος)	0.010151325	0.024597767	0.032797023
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Οροφος)	0.010012720	0.024093626	0.032124835
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Οροφος)	0.009875320	0.023599818	0.031466424
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Οροφος)	0.009739138	0.023116131	0.030821508
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Οροφος)	0.009604187	0.022642357	0.030189809
Κόμβος 1 (Βάση)	0.009590032	0.022595741	0.030127655

Πίνακας 15: Στάθμες επιτελεστικότητας μεσαίων υποστυλωμάτων για t=50 χρόνια

Μεσαία Υποστυλώματα			
Για t = 50 χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Οροφος)	0.010312992	0.025196901	0.033595868
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Οροφος)	0.010060935	0.024268305	0.03235774
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Οροφος)	0.009810243	0.023367974	0.031157298
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Οροφος)	0.009563632	0.022501044	0.030001391
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Οροφος)	0.009321172	0.021666276	0.028888368
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Οροφος)	0.009082921	0.020862477	0.027816636
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Οροφος)	0.008848928	0.020088499	0.026784665
Κόμβος 1 (Βάση)	0.008837857	0.020052252	0.026736337

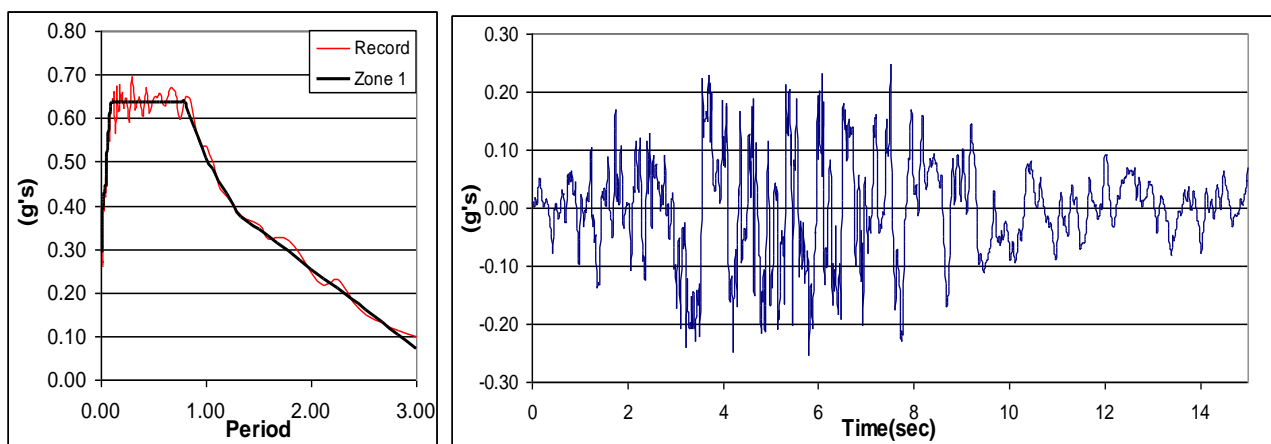
Πίνακας 16: Στάθμες επιτελεστικότητας δοκών για t=50 χρόνια

Δοκοί			
Για t = 50 χρόνια	Περιορισμού βλαβών (θy)	Σοβαρών βλαβών (3/4θum)	Οιονεί Κατάρρευση (θum)
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Όροφος)	0.012066429	0.027926817	0.037235755
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Όροφος)			
Κόμβος 1 (Βάση)			

6.2.6 Ορισμός δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης (Time History)

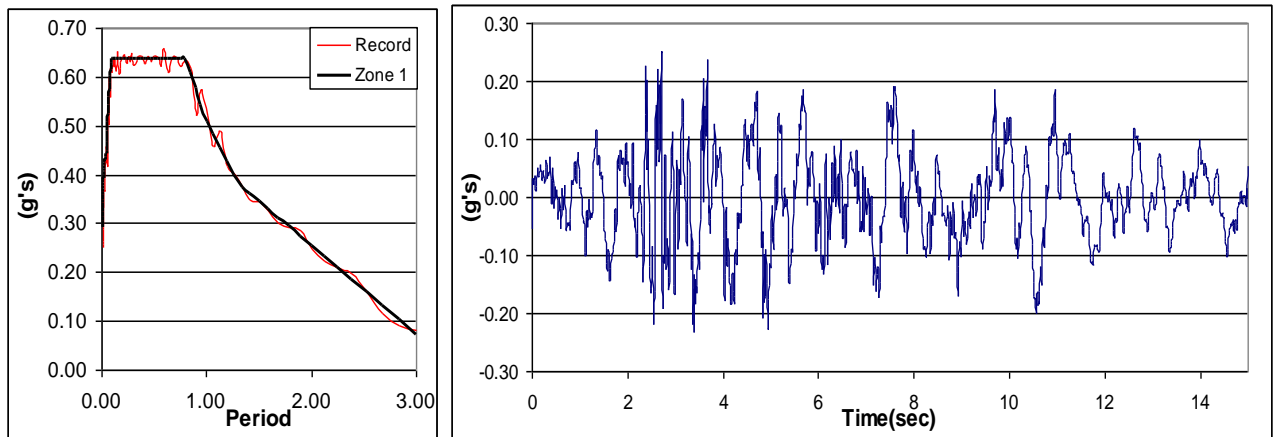
Για να μπορέσει το λογισμικό SAP2000 να κάνει δυναμική ανελαστική ανάλυση του κτιρίου ώστε να μελετηθεί η συμπεριφορά του, θα πρέπει πρώτα να γίνει ο ορισμός των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκαν 6 επιταχυνσιογραφήματα τα οποία πάρθηκαν από την Δέσμη Εργασίας 4 για την Σεισμική Τρωτότητα και Ενίσχυση Υφιστάμενων Ιδιωτικής Χρήσης Κτιρίων που έγινε από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου για την Σεισμική Επικινδυνότητα της Πόλης της Λεμεσού (2008). Τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Σεισμός Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία)



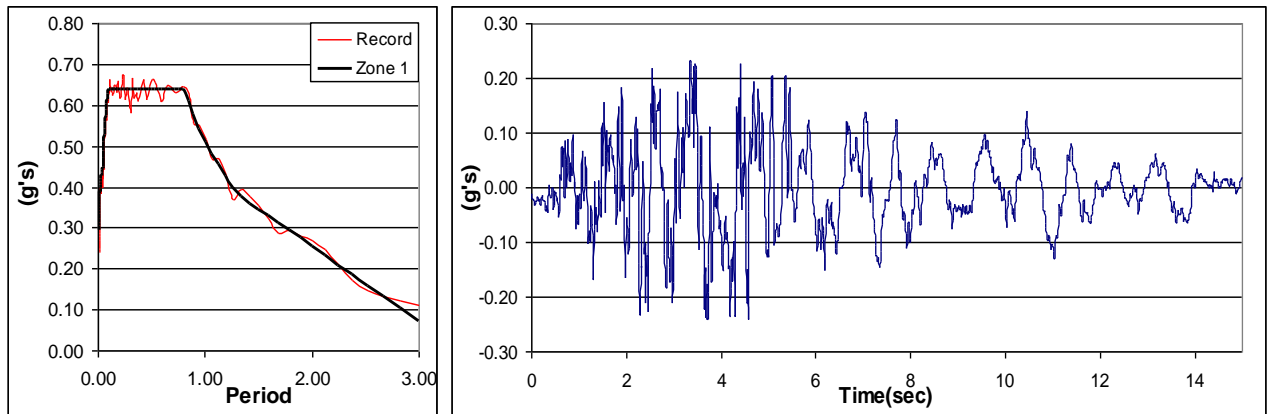
Σχήμα 20: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία)

- Σεισμός Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο)



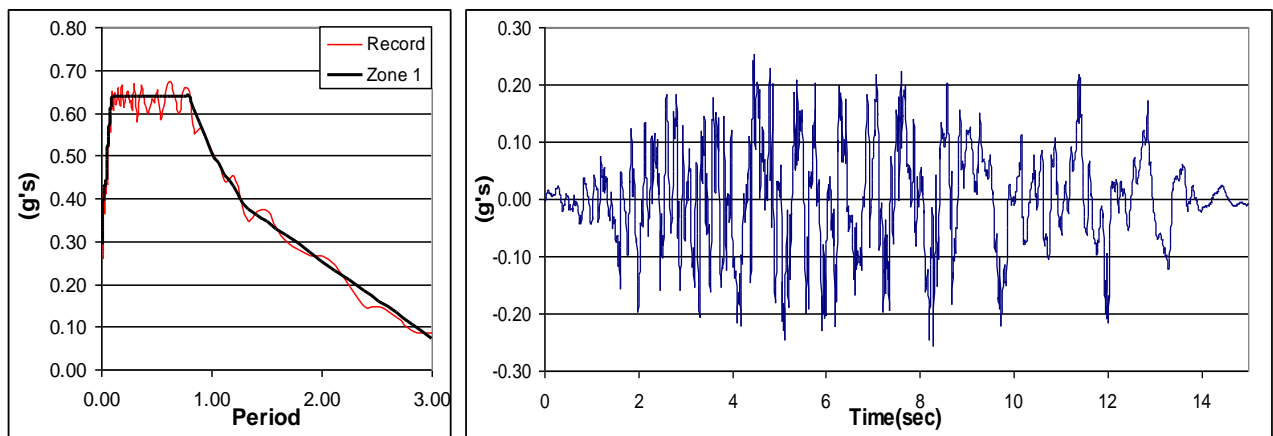
Σχήμα 21: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο)

- Σεισμός Καλαμάτας 1986, σταθμός Δημαρχείου (Ελλάδα)



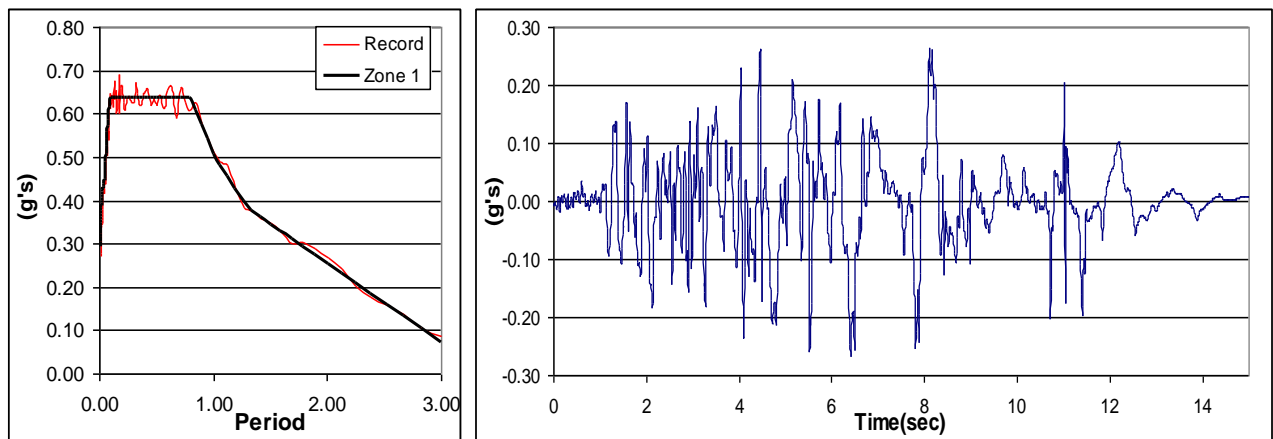
Σχήμα 22: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Καλαμάτας 1986, σταθμός Δημαρχείου (Ελλάδα)

- Σεισμός Loma Prieta 1989, σταθμός Capitola (ΗΠΑ)



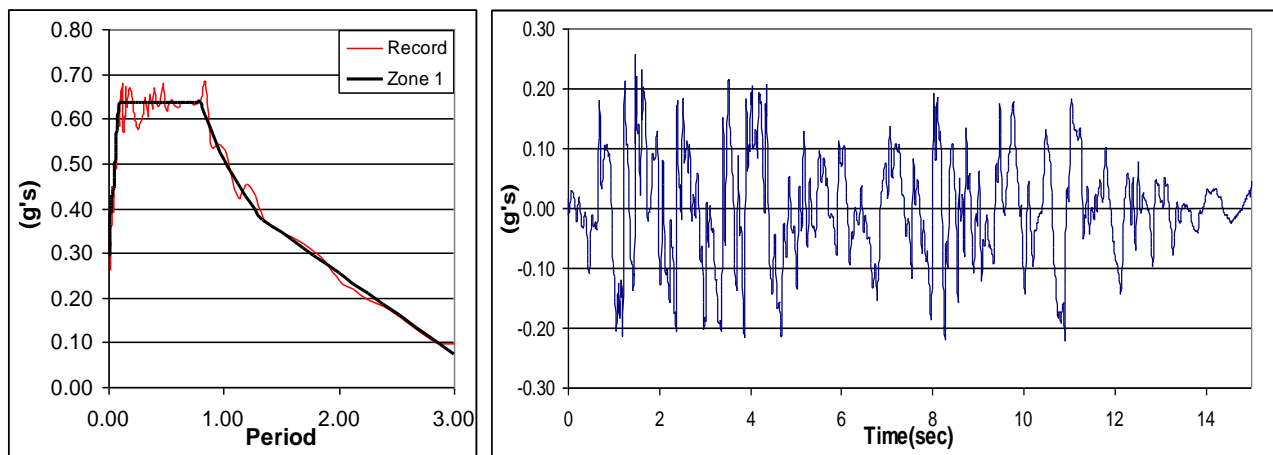
Σχήμα 23: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Loma Prieta 1989, σταθμός Capitola (ΗΠΑ)

- Σεισμός Imperial Valley 1979, σταθμός Bonds Corner (ΗΠΑ)



Σχήμα 24: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Imperial Valley 1979, σταθμός Bonds Corner (ΗΠΑ)

- Σεισμός Imperial Valley 1940, σταθμός El Centro Array #9 (ΗΠΑ)



Σχήμα 25: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Imperial Valley 1940, σταθμός El Centro Array #9 (ΗΠΑ)

Αφού οριστεί η μάζα του κτιρίου πολλαπλασιάζοντας τα μόνιμα φορτία με συντελεστή 1.0 και τα κινητά φορτία με συντελεστή 0.3 και ορίζοντας τις συνθήκες φόρτισης για σεισμό με συντελεστή 1.0 για τα μόνιμα φορτία και 0.3 για τα κινητά, ακολουθεί ο ορισμός της συνθήκης φόρτισης για την δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονιοστορίας (Time History). Σε αυτή την συνθήκη φόρτισης στο λογισμικό SAP2000 καθορίζεται ότι πρόκειται για μη ελαστική ανάλυση, επιλέγεται με πιο επιταχυνσιογράφημα και με πιο συντελεστή κλίμακας θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση, καθώς επίσης με πόσα βήματα θα γίνει η ανάλυση που ισοδυναμεί με χρόνο. Συνολικά επιλέγηκαν να γίνουν 2000 βήματα από 0.01 δευτερόλεπτο το κάθε βήμα. Άρα, συνολικά είναι 20 δευτερόλεπτα έτσι ώστε να καλύπτει το κάθε επιταχυνσιογράφημα το οποίο είναι δείγμα του σεισμού διάρκειας 15 δευτερολέπτων το κάθε ένα. Χρησιμοποιήθηκαν οι συντελεστές κλίμακας 4,

8, 10, 12, 16, και 20 οι οποίοι ισοδυναμούν με 0.10g, 0.20g, 0.25g, 0.30g, 0.40g και 0.50g εδαφικές επιταχύνσεις αντίστοιχα. Για κάθε συντελεστή κλίμακας πρέπει να γίνει ανάλυση με όλα τα επιταχυνσιογραφήματα που αναφέρθηκαν πιο πάνω.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: Time history [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 [GRAVITY_sei]

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

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Time History Type:

- Modal
- Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RECORD1	4.
Accel	U1	RECORD1	4.

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 2000
- Output Time Step Size: 0.01

Time History Motion Type:

- Transient
- Periodic

Other Parameters:

- Damping: [Proportional Damping] [Modify/Show...]
- Time Integration: [Newmark] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Σχήμα 26: Ορισμός της συνθήκης φόρτισης για την δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονιοστορίας στο λογισμικό SAP2000

6.2.7 Ανάλυση κτιρίου

Αφού έγινε η προσομοίωση του κτιρίου στο λογισμικό SAP2000 δημιουργώντας όλα τα μέλη με τις ιδιότητες τους και θέτοντας του όλες τις συνθήκες φόρτισης που είναι αναγκαίο ακολουθεί το στάδιο της ανάλυσης. Όπως αναφέρθηκε πιο πάνω στο Κεφάλαιο 6.2.6 για τους συντελεστές κλίμακας 4, 8, 10, 12, 16 και 20 οι οποίοι αντιστοιχούν σε 0.10g, 0.20g, 0.25g, 0.30g, 0.40g, 0.50g εδαφικές επιταχύνσεις, γίνεται ανάλυση με όλα τα επιταχυνσιογραφήματα και για τις χρονικές περιόδους $t=0$ χρόνια, $t=25$ χρόνια και $t=50$ χρόνια. Δηλαδή για κάθε συντελεστή κλίμακας γίνονται 6 αναλύσεις και έτσι για κάθε χρονική περίοδο γίνονται 36 αναλύσεις. Συνολικά για την ανάκτηση όλων των αποτελεσμάτων έγιναν 108 αναλύσεις για να μπορέσει να συγκριθεί η

θραυστότητα του κτιρίου και η σεισμική του συμπεριφορά. Για την διεκπεραίωση κάθε ανάλυσης χρειάζονταν περίπου 13 με 17 λεπτά. Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου βρέθηκε ως 1.52 δευτερόλεπτα. Από τις αναλύσεις εξάγονται τα αποτελέσματα των μέγιστων μετακινήσεων στους κόμβους καθώς επίσης και ποια στάθμη επιτελεστικότητας έχει ξεπεράσει το κτίριο.

```

B E G I N   A N A L Y S I S                               2015/08/25  23:49:23

RUNNING ANALYSIS WITHIN THE GUI PROCESS
USING THE ADVANCED SOLVER (PROVIDES LIMITED INSTABILITY INFORMATION)

E L E M E N T   F O R M A T I O N                         23:49:23

L I N E A R   E Q U A T I O N   S O L U T I O N          23:49:23
FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS
TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS   =      798
NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS     =     4251
NUMBER OF EIGENVALUES BELOW SHIFT      =          0

L I N E A R   S T A T I C   C A S E S                   23:49:23
USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS
TOTAL NUMBER OF CASES TO SOLVE         =          2
NUMBER OF CASES TO SOLVE PER BLOCK    =          2
LINEAR STATIC CASES TO BE SOLVED:
CASE: DEAD
CASE: LIVE

N O N L I N E A R   S T A T I C   A N A L Y S I S       23:49:23
CASE: GRAVITY_SEISMIC
STARTING FROM ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS
LOAD CONTROL TYPE                      =      FORCE
NUMBER OF STAGES                       =          0
TYPE OF GEOMETRIC NONLINEARITY         =      NONE
INCLUDE ELASTIC MATERIAL NONLINEARITY  =      YES
INCLUDE INELASTIC MATERIAL NONLINEARITY =      YES
METHOD TO USE WHEN HINGES DROP LOAD    = UNLOAD ENTIRE STRUCTURE
SAVE POSITIVE INCREMENTS ONLY          =      YES
RELATIVE FORCE CONVERGENCE TOLERANCE    =    0.000100
RELATIVE EVENT TOLERANCE               =    0.010000

  Saved   Null   Total   Iteration   Relative   Curr Step   Curr Sum   Max Sum
Steps    Steps  Steps   this Step  Unbalance  Size       of Steps  of Steps
(         50      200    10/40    1.000000   1.000000   1.000000   1.000000)
   0       0       1  Conv    1   5.61E-10   1.000000   1.000000   1.000000

TIME FOR INITIALIZING ANALYSIS          =    0.00
TIME FOR CONTROLLING ANALYSIS           =    0.09
TIME FOR FORMING STIFFNESS MATRIX        =    0.02
TIME FOR SOLVING STIFFNESS MATRIX        =    0.15
TIME FOR CALCULATING DISPLACEMENTS     =    0.04
TIME FOR DETERMINING EVENTS              =    0.00
TIME FOR UPDATING STATE                  =    0.03
TOTAL TIME FOR THIS ANALYSIS             =    0.33

```

Σχήμα 27: Λεπτομέρειες ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000 για το 7-όροφο κτίριο για συντελεστή κλίμακας 4, επιτχυνσιογράφημα του σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία) και για χρονική περίοδο t=0 χρόνια

```

LINEAR EQUATION SOLUTION                                23:49:24
FORMING STIFFNESS AT THE END OF CASE: GRAVITY_SEISMIC
TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS                = 798
NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS                  = 4251
NUMBER OF EIGENVALUES BELOW SHIFT                    = 0

EIGEN MODAL ANALYSIS                                23:49:24
CASE: MODAL
USING STIFFNESS AT THE END OF CASE: GRAVITY_SEISMIC
NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM              = 798
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM                   = 532
MAXIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT                = 12
MINIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT                = 1
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT                = 0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED                      = 24
RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE                      = 1.00E-09
FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME)                 = .000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME)                = -INFINITY-
ALLOW AUTOMATIC FREQUENCY SHIFTING                  = YES

Original stiffness at shift : EV= 0.0000000E+00, f= .000000, T= -INFINITY-
Number of eigenvalues below shift = 0
Found mode 1 of 12: EV= 1.6955453E+01, f= 0.655352, T= 1.525897
Found mode 2 of 12: EV= 1.6667725E+02, f= 2.054747, T= 0.486678
Found mode 3 of 12: EV= 5.3760770E+02, f= 690222, T= 0.270986
Found mode 4 of 12: EV= 1.2370024E+03, f= 5.997646, T= 0.178647
Found mode 5 of 12: EV= 1.7055065E+03, f= 6.572746, T= 0.152143
Found mode 6 of 12: EV= 1.8859380E+03, f= 9.911683, T= 0.144683
Found mode 7 of 12: EV= 2.2224266E+03, f= 9.502981, T= 0.133500
Found mode 8 of 12: EV= 2.3430678E+03, f= 7.703934, T= 0.129804
Found mode 9 of 12: EV= 2.7364044E+03, f= 8.325499, T= 0.120113
Found mode 10 of 12: EV= 3.0090874E+03, f= 8.30468, T= 0.11641

Forming stiffness, new shift: EV= 3.3689589E+03, f= 9.237788, T= 0.108251
Number of eigenvalues below shift = 10
Found mode 11 of 12: EV= 3.5462725E+03, f= 9.477770, T= 0.105510
Found mode 12 of 12: EV= 3.6021880E+03, f= 9.552198, T= 0.104688

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND                          = 12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED                       = 26
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS                          = 1

NONLIN DIRECT HISTORY ANALYSIS                        23:49:26
CASE: TIME HISTORY
CONTINUING FROM THE END OF CASE: GRAVITY_SEISMIC
TYPE OF GEOMETRIC NONLINEARITY                       = NONE
INCLUDE ELASTIC MATERIAL NONLINEARITY                = YES
INCLUDE INELASTIC MATERIAL NONLINEARITY              = YES
METHOD TO USE WHEN HINGES DROP LOAD                  = APPLY LOCAL REDISTRIBUTION
TIME INTEGRATION METHOD                               = NEWMARK
STIFFNESS INTEGRATION FACTOR                         = 1.500000
DAMPING INTEGRATION FACTOR                           = 0.000000
MASS INTEGRATION FACTOR                              = 1.000000
RELATIVE FORCE CONVERGENCE TOLERANCE                  = 0.000100

Limit      Saved      Null      Total      Iteration      Relative      Time Step      Current
Steps      2000      Steps      Steps      this Step      Unbalance      Size      Time
Curr       1         0         1         0         10/40         1.000000     0.010000     20.000000
Cur      1         0         1         0         0         74.677551     0.010000     .000000

```

Σχήμα 28: Λεπτομέρειες ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000 για το 7-όροφο κτίριο για συντελεστική κλίμακας 4, επιτρυνησιογράφημα του σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία) και για χρονική περίοδο t=0 χρόνια

```

CURR      19994      00      19994      Conv      H      74.8443E-12      0.010000      199.940000
CURR      19995      000000      19995      000000      H      1144.74.9138E-12      0.010000      199.940000
CURR      19995      000000      19995      000000      H      1003.5299E-12      0.010000      199.940000
CURR      19995      000000      19995      000000      H      993.5599E-12      0.010000      199.940000
CURR      19995      000000      19995      000000      H      74.9913E-12      0.010000      199.940000
CURR      19996      000000      19996      000000      Conv      H      1144.74.9091E-12      0.010000      199.939000
CURR      19996      000000      19996      000000      H      1003.5330E-12      0.010000      199.939000
CURR      19996      000000      19996      000000      H      993.5600E-12      0.010000      199.939000
CURR      19996      000000      19996      000000      H      74.9914E-12      0.010000      199.939000
CURR      19997      000000      19997      000000      Conv      H      1144.74.9133E-12      0.010000      199.936000
CURR      19997      000000      19997      000000      H      1003.5299E-12      0.010000      199.936000
CURR      19997      000000      19997      000000      H      993.5599E-12      0.010000      199.936000
CURR      19997      000000      19997      000000      H      74.9913E-12      0.010000      199.936000
CURR      19998      000000      19998      000000      Conv      H      1144.74.9144E-12      0.010000      199.970000
CURR      19998      000000      19998      000000      H      1003.5274E-12      0.010000      199.970000
CURR      19998      000000      19998      000000      H      993.5299E-12      0.010000      199.970000
CURR      19998      000000      19998      000000      H      74.9914E-12      0.010000      199.970000
CURR      19999      000000      19999      000000      Conv      H      1144.74.9241E-12      0.010000      199.980000
CURR      19999      000000      19999      000000      H      1003.5241E-12      0.010000      199.980000
CURR      19999      000000      19999      000000      H      993.5844E-12      0.010000      199.980000
CURR      19999      000000      19999      000000      H      74.9913E-12      0.010000      199.980000
CURR      2000      000000      2000      000000      Conv      H      1144.74.9144E-12      0.010000      199.980000
CURR      2000      000000      2000      000000      H      1003.5299E-12      0.010000      199.980000
CURR      2000      000000      2000      000000      H      993.5599E-12      0.010000      199.980000
CURR      2000      000000      2000      000000      H      74.9144E-12      0.010000      199.980000
CURR      2000      000000      2000      000000      Conv      H      8.52E-12      0.010000      0.000000

TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS SAVED                = 2000
TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS NOT SAVED            = 0
TOTAL NUMBER OF NULL STEPS                          = 0
TOTAL NUMBER OF ALL STEPS                            = 2000
TOTAL NUMBER OF ITERATIONS CONVERGED                  = 2039
TOTAL NUMBER OF ITERATIONS DISCARDED                  = 0
FOR CONVERGED STEPS ONLY:
AVERAGE NUMBER OF ITERATIONS PER STEP                = 1.02
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS PER STEP                = 2

TIME FOR INITIALIZING ANALYSIS                        = 0.04
TIME FOR CONTROLLING ANALYSIS                        = 344.13
TIME FOR FORMING STIFFNESS MATRIX                     = 237.94
TIME FOR SOLVING STIFFNESS MATRIX                    = 71.027
TIME FOR CALCULATING DISPLACEMENTS                  = 160.78
TIME FOR DETERMINING EVENTS                          = 160.78
TIME FOR UPDATING STATE                              = 160.78
TOTAL TIME FOR THIS ANALYSIS                          = 878.85

ANALYSIS COMPLETE                                2015/08/26 00:04:05





```

Σχήμα 29: Λεπτομέρειες ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000 για το 7-όροφο κτίριο για συντελεστική κλίμακας 4, επιτρυνησιογράφημα του σεισμού Friuli 1976, σταθμός Tolmezzo (Ιταλία) και για χρονική περίοδο t=0 χρόνια

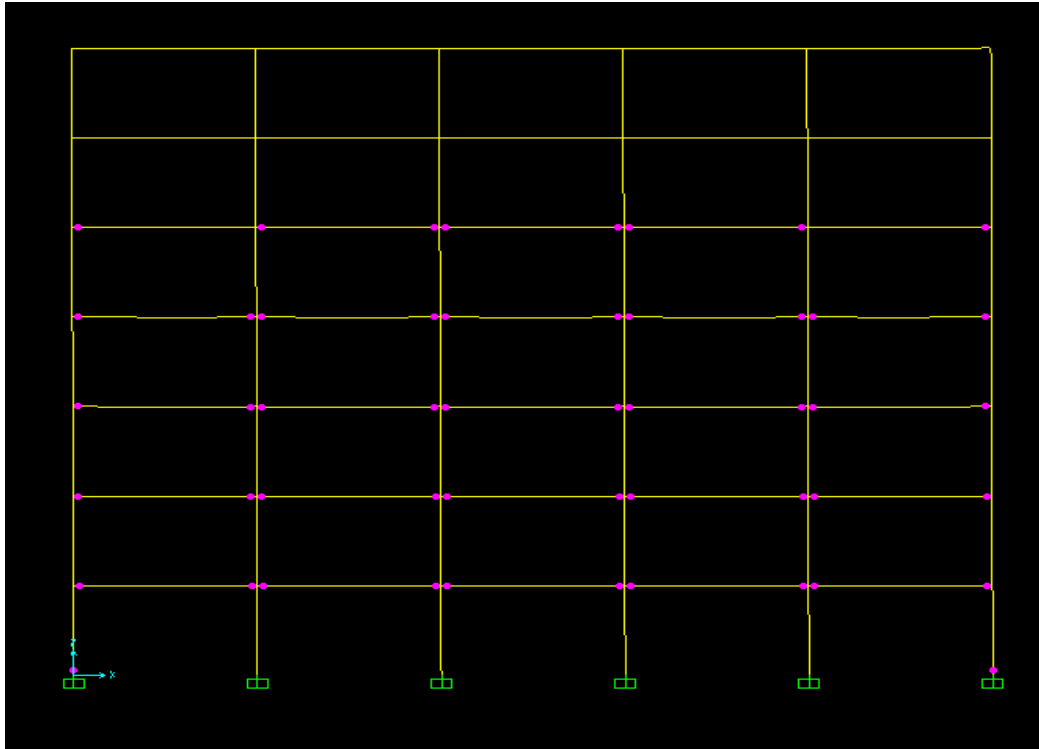
7 Αποτελέσματα

7.1 Στάθμες επιτελεστικότητας

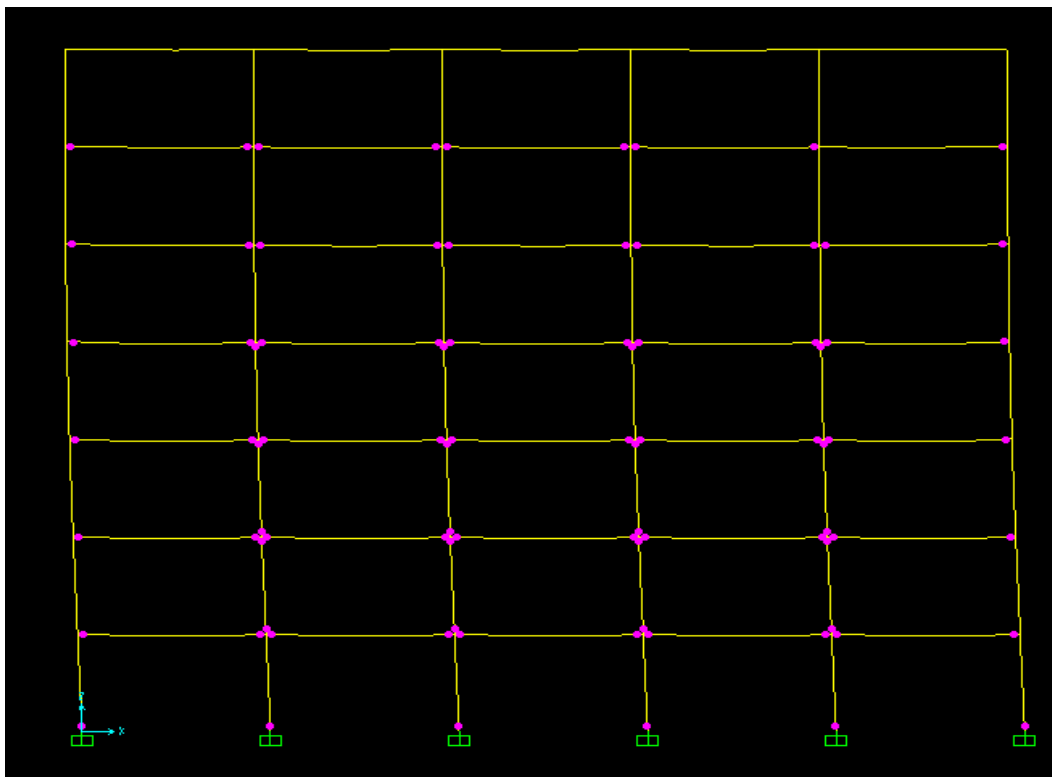
Μετά από κάθε ανάλυση το λογισμικό SAP2000 δίνει το σχήμα του παραμορφωμένου φορέα με τις πλαστικές του αρθρώσεις και σε ποια σημεία επιτελεστικότητας έχουν φθάσει. Πιο κάτω ακολουθεί ένα δείγμα από τα αποτελέσματα. Τα χρώματα στα σημεία των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν οριστεί και φαίνονται στους πιο κάτω φορείς του 7-όροφου κτιρίου αντιστοιχούν:

- Με «ροζ» χρώμα  στα σημεία εκφράζονται οι πλαστικές αρθρώσεις όπου δεν έχει γίνει υπέρβαση καμίας στάθμης επιτελεστικότητας κατά τον Ευρωκώδικα 8 σε κάποιο άκρο του στοιχείου.
- Με «μπλε» χρώμα  στα σημεία εκφράζονται οι πλαστικές αρθρώσεις όπου έχει γίνει υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμού βλαβών» κατά τον Ευρωκώδικα 8 σε κάποιο άκρο του στοιχείου.
- Με «γαλάζιο» χρώμα  στα σημεία εκφράζονται οι πλαστικές αρθρώσεις όπου έχει γίνει υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σοβαρών βλαβών» κατά τον Ευρωκώδικα 8 σε κάποιο άκρο του στοιχείου.
- Με «πράσινο» χρώμα  στα σημεία εκφράζονται οι πλαστικές αρθρώσεις όπου έχει γίνει υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» κατά τον Ευρωκώδικα 8 σε κάποιο άκρο του στοιχείου.

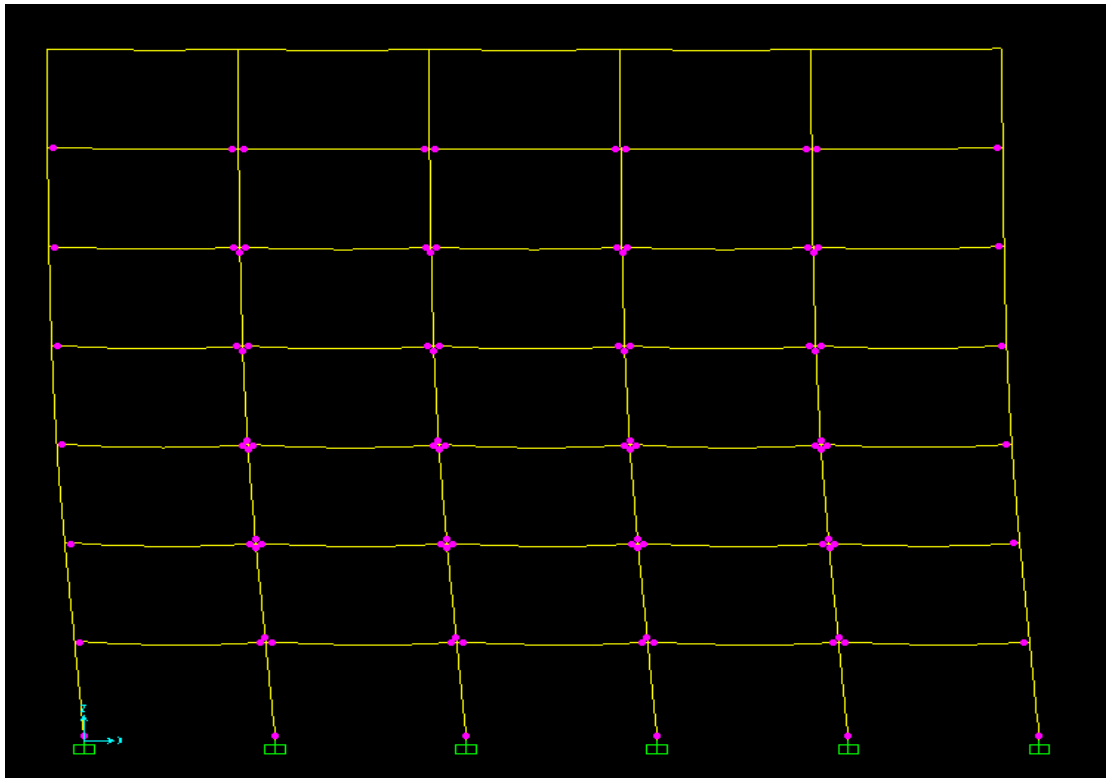
Στην συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα για τον παραμορφωμένο φορέα του κτιρίου όπου φαίνονται πάνω οι πλαστικές αρθρώσεις και ποιες στάθμες επιτελεστικότητας έχουν υπερβεί. Αυτά τα αποτελέσματα αφορούν τον σεισμό Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) για όλους τους συντελεστές κλίμακας και για χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια.



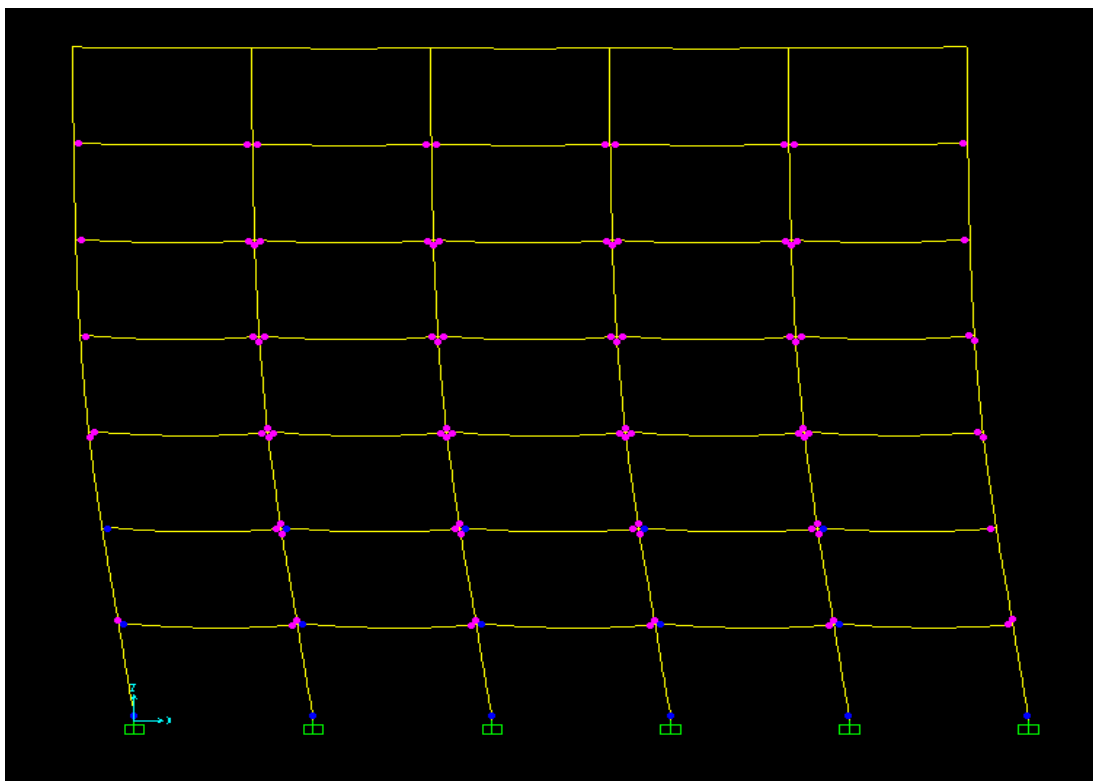
Σχήμα 30: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 4, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



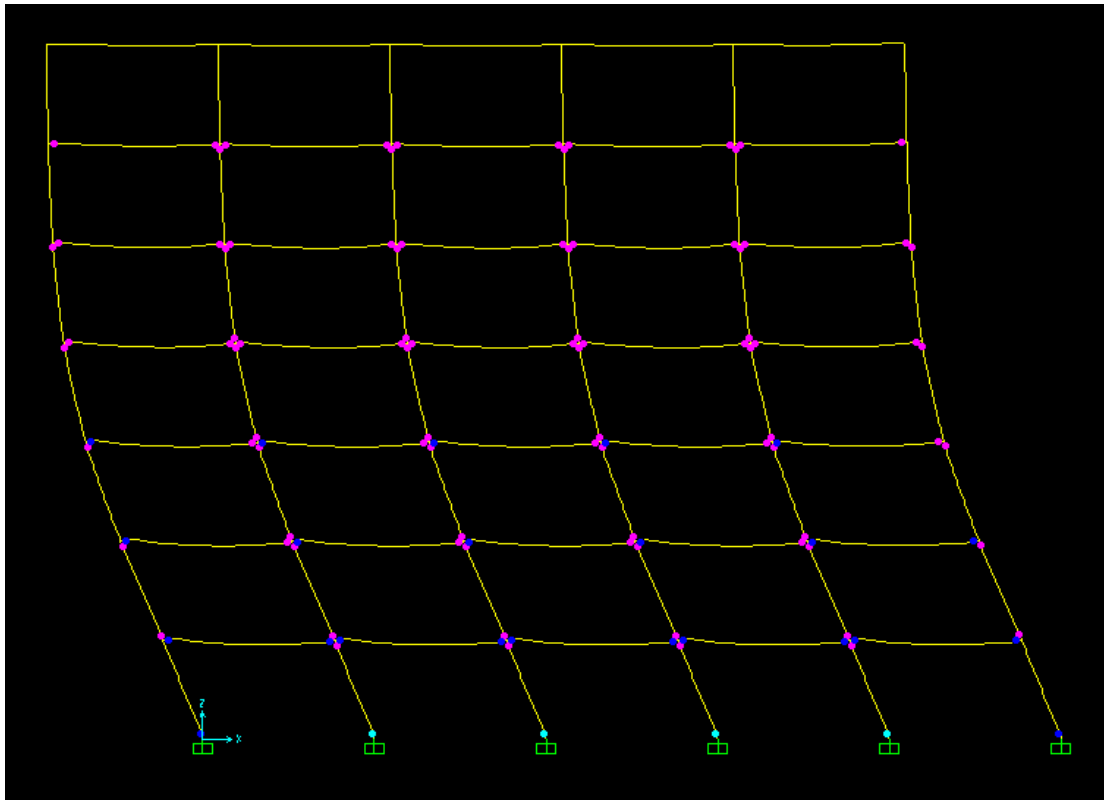
Σχήμα 31: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 8, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



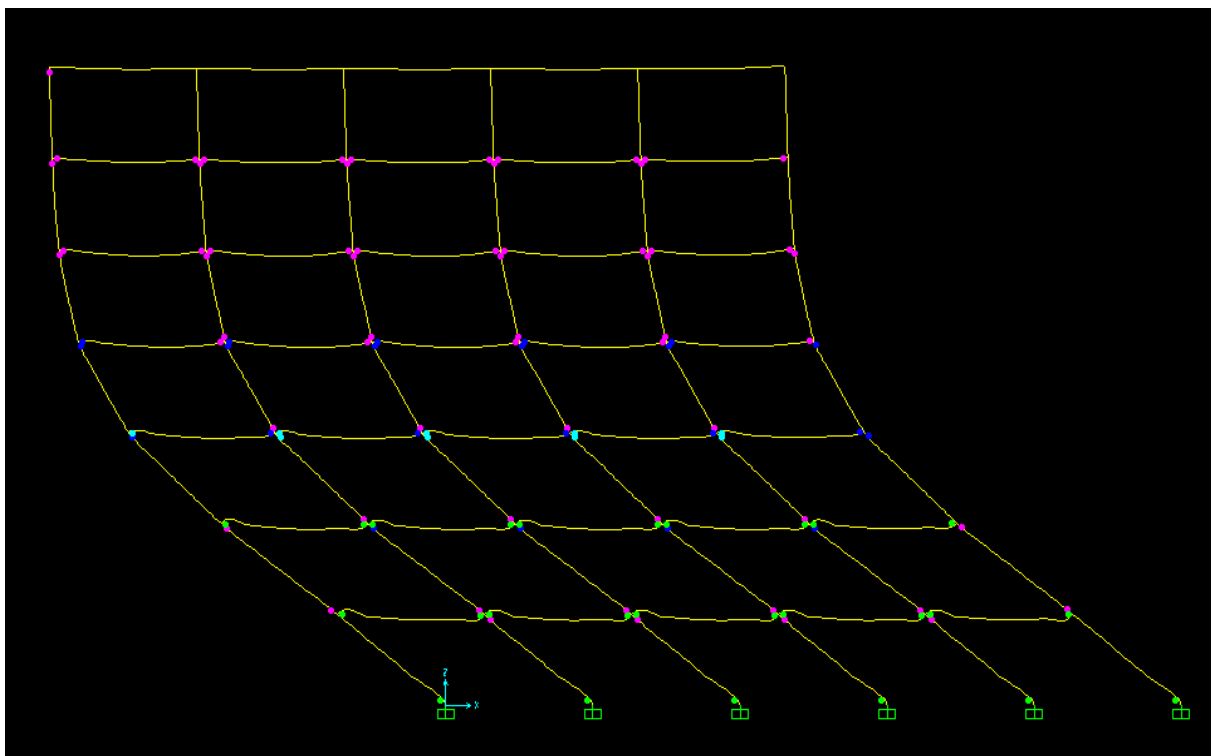
Σχήμα 32: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 10, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



Σχήμα 33: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 12, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



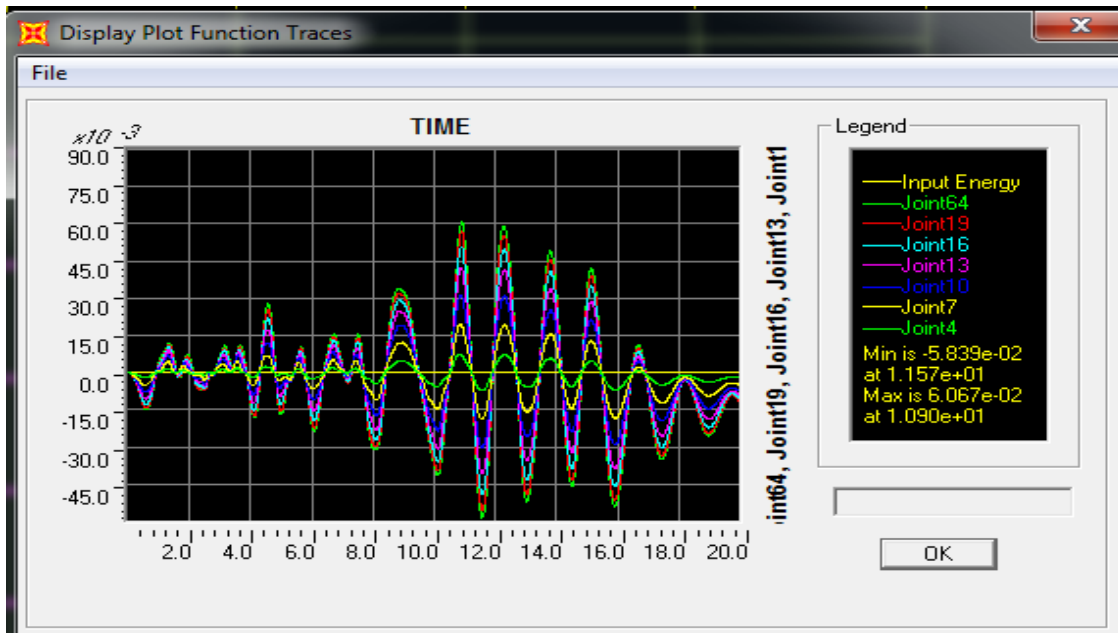
Σχήμα 34: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 16, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



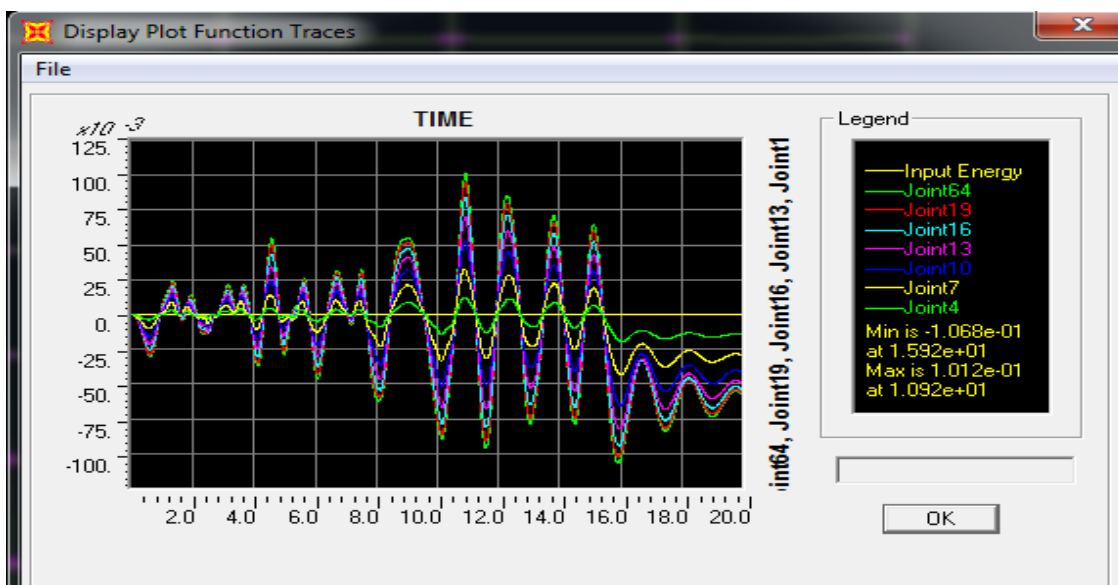
Σχήμα 35: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις στάθμες επιτελεστικότητας για συντελεστή κλίμακας 20, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια

7.2 Μέγιστες μετακινήσεις

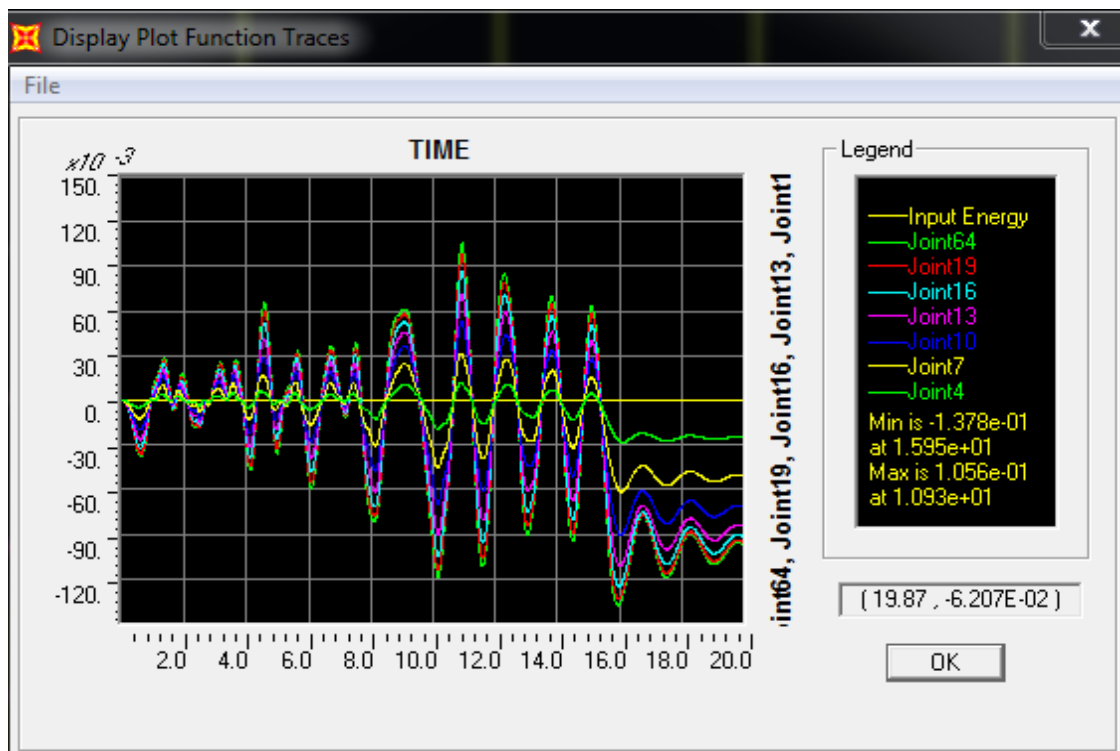
Ακολουθώς, εκτός από τον παραμορφωμένο φορέα, από το λογισμικό SAP2000 δίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους του κτιρίου όπως φαίνεται πιο κάτω. Αυτά τα αποτελέσματα αφορούν τον σεισμό Montenegro 1979, σταθμός Hercegovni (Μαυροβούνιο) για όλους τους συντελεστές κλίμακας και για χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια.



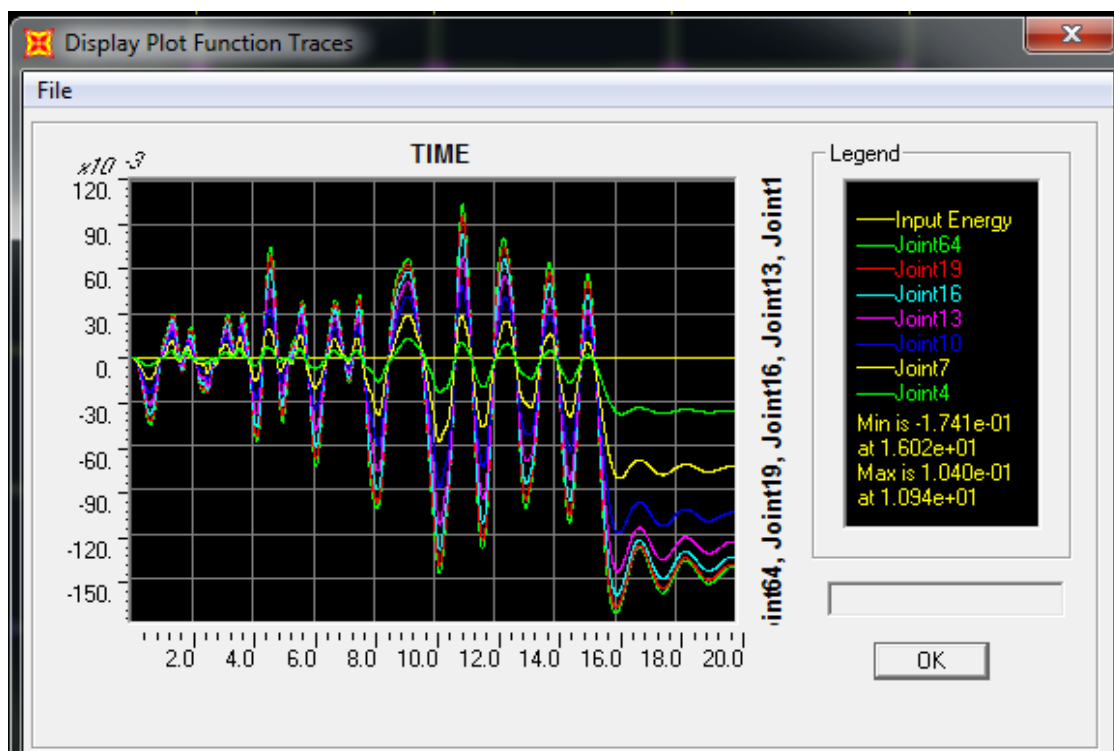
Σχήμα 36: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 4, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegovni (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



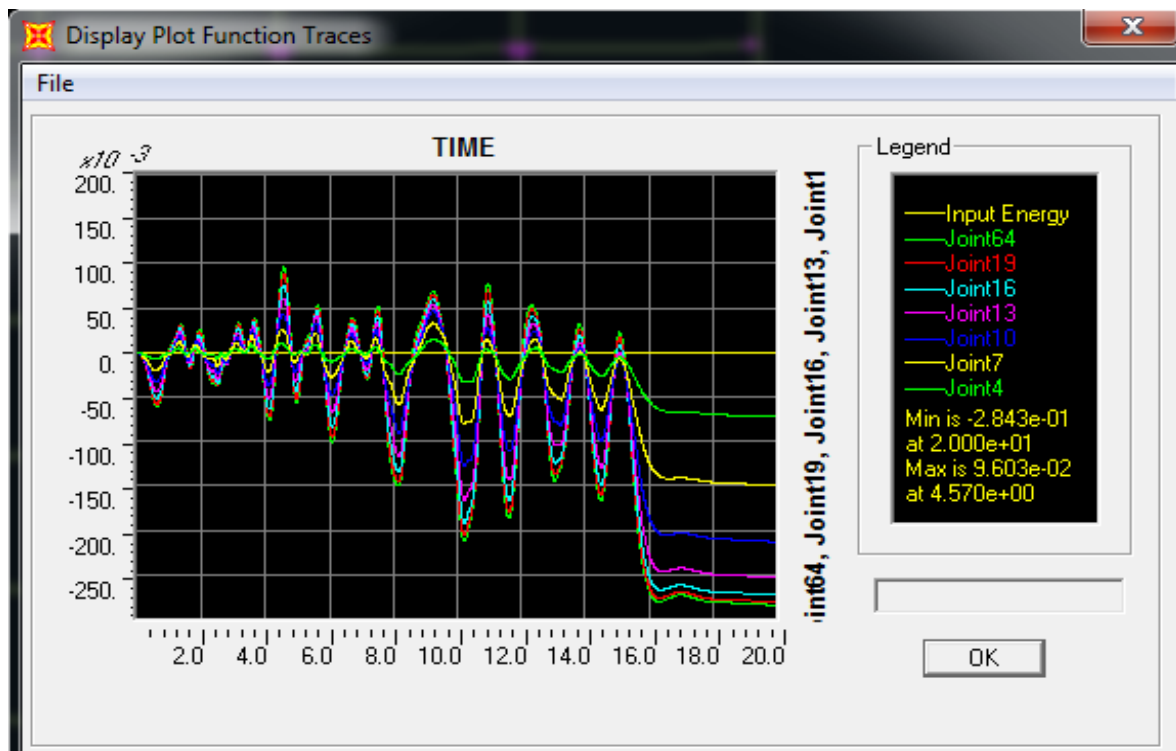
Σχήμα 37: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 8, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegovni (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



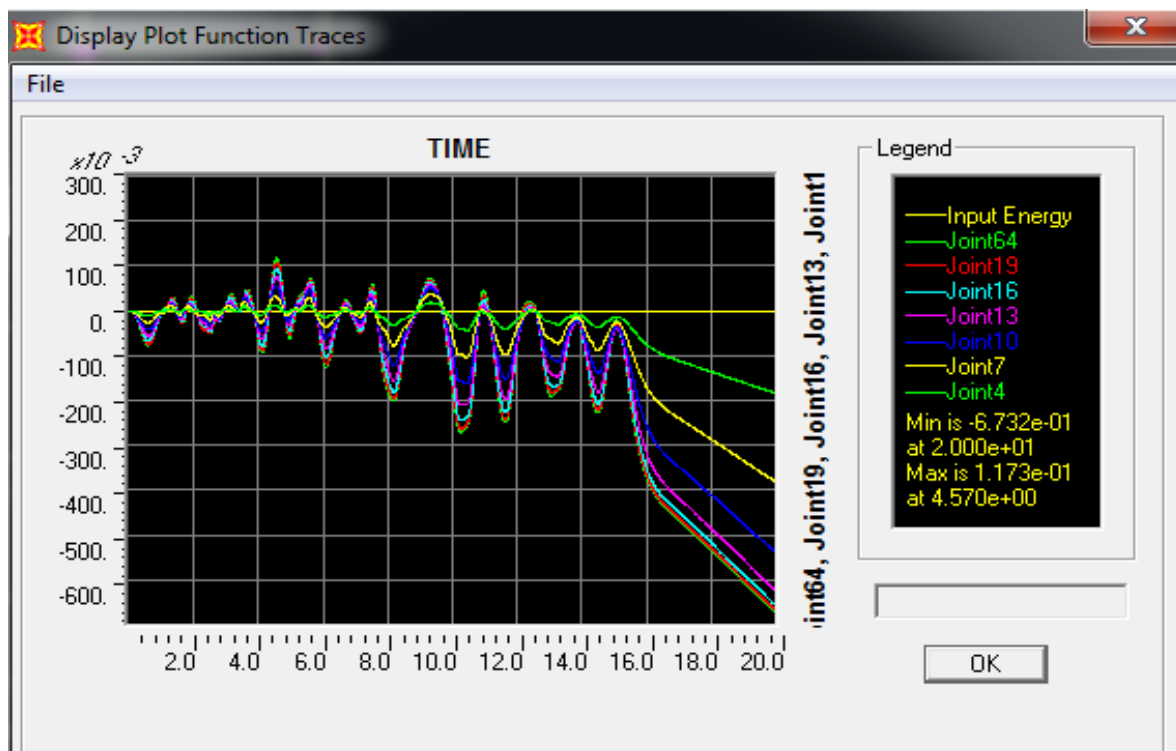
Σχήμα 38: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 10, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



Σχήμα 39: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 12, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi (Μαυροβούνιο) και για $t=0$ χρόνια



Σχήμα 40: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 16, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για t=0 χρόνια



Σχήμα 41: 7-όροφο κτίριο στο λογισμικό SAP2000 με τις μέγιστες μετακινήσεις για συντελεστή κλίμακας 20, επιταχυνσιογράφημα του σεισμού Montenegro 1979, σταθμός Hercegnovi (Μαυροβούνιο) και για t=0 χρόνια

Μαζεύοντας τις μέγιστες μετακινήσεις όλων των συντελεστών κλίμακας, για όλα τα επιταχυνσιογραφήματα και για τις τρεις χρονικές περιόδους προκύπτουν οι πιο κάτω πίνακες στους οποίους έχουν καταγραφεί όλες οι μέγιστες μετακινήσεις του κτιρίου και μέχρι σε ποια στάθμη επιτελεστικότητα έχει φθάσει. Επίσης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας υπολογίζεται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση που θα χρησιμοποιηθούν πιο κάτω για την δημιουργία των καμπύλων τρωτότητας.

Πίνακας 17: Συγκεντρωτικά όλες οι μέγιστες μετακινήσεις, για όλους τους συντελεστές κλίμακας και επιταχυνσιογραφήματα για την χρονική περίοδο t=0 χρόνια

Μέγιστες Μετακινήσεις για t=0 χρόνια								
			θγ - Περιορισμού Βλαβών		3/4 Θum - Σοβαρές Βλάβες		Θum - Οικονομική Κατάρρευση	
PGA=0.1g	Record 1	0.07437						
	Record 2	0.06067						
	Record 3	0.07361						
	Record 4	0.06355						
	Record 5	0.06546						
	Record 6	0.06045						
PGA=0.2g	Record 1	0.15840						
	Record 2	0.10680						
	Record 3	0.12050						
	Record 4	0.14090						
	Record 5	0.11010						
	Record 6	0.01369						
PGA=0.25g	Record 1			0.20370				
	Record 2	0.13780						
	Record 3	0.14190						
	Record 4			0.18280				
	Record 5	0.11360						
	Record 6	0.17780						
PGA=0.3g	Record 1			0.26320				
	Record 2			0.17410				
	Record 3	0.15890						
	Record 4			0.22560				
	Record 5	0.13400						
	Record 6			0.22030				
PGA=0.4g	Record 1						0.39620	
	Record 2				0.28430			
	Record 3	0.19260						
	Record 4			0.32560				
	Record 5	0.18320						
	Record 6			0.29810				
PGA=0.5g	Record 1						0.67320	
	Record 2							
	Record 3			0.25340				
	Record 4							
	Record 5			0.25310				
	Record 6						0.37140	
	Mean	0.11442	Mean	0.23999	Mean	0.2843	Mean	0.480266667
	St.deviation	0.047684325	st.deviation	0.045956685	st.deviation	0	st.deviation	0.136799643

Πίνακας 18: Συγκεντρωτικά όλες οι μέγιστες μετακινήσεις, για όλους τους συντελεστές κλίμακας και επιταχυνσιογραφήματα για την χρονική περίοδο t=25 χρόνια

Μέγιστες Μετακινήσεις για t=25 χρόνια								
			θγ - Περιορισμού Βλαβών		3/4 Θum - Σοβαρές Βλάβες		Θum - Οιονεί Κατάρρευση	
PGA=0.1g	Record 1	0.07565						
	Record 2	0.05800						
	Record 3	0.06891						
	Record 4	0.0639						
	Record 5	0.06442						
	Record 6	0.00629						
PGA=0.2g	Record 1	0.16150						
	Record 2	0.11060						
	Record 3	0.11630						
	Record 4	0.14380						
	Record 5	0.09810						
	Record 6	0.13990						
PGA=0.25g	Record 1			0.21020				
	Record 2	0.14440						
	Record 3	0.13780						
	Record 4			0.18380				
	Record 5	0.11560						
	Record 6	0.18180						
PGA=0.3g	Record 1			0.27450				
	Record 2			0.18320				
	Record 3	0.15370						
	Record 4	0.23020		0.23020				
	Record 5	0.13420						
	Record 6			0.22160				
PGA=0.4g	Record 1						0.40580	
	Record 2						0.36070	
	Record 3	0.19860						
	Record 4			0.32920				
	Record 5	0.19050						
	Record 6			0.29670				
PGA=0.5g	Record 1							
	Record 2							
	Record 3			0.25580				
	Record 4					0.42120		
	Record 5			0.26410				
	Record 6							0.43360
	Mean	0.12353	Mean	0.24493	Mean	0.4212	Mean	0.400033333
	St.deviation	0.053439864	st.deviation	0.045449424	st.deviation	0	st.deviation	0.030039345

Πίνακας 19: Συγκεντρωτικά όλες οι μέγιστες μετακινήσεις, για όλους τους συντελεστές κλίμακας και επιταχυνσιογραφήματα για την χρονική περίοδο t=50 χρόνια

Μέγιστες Μετακινήσεις για t=50 χρόνια								
			θγ - Περιορισμού Βλαβών		3/4 Θum - Σοβαρές Βλάβες		Θum - Οιονεί Κατάρρευση	
PGA=0.1g	Record 1	0.08074						
	Record 2	0.05901						
	Record 3	0.05861						
	Record 4	0.06861						
	Record 5	0.05553						
	Record 6	0.06978						
PGA=0.2g	Record 1	0.16970						
	Record 2	0.11870						
	Record 3	0.11190						
	Record 4	0.14230						
	Record 5	0.09524						
	Record 6	0.14490						
PGA=0.25g	Record 1			0.23090				
	Record 2			0.15830				
	Record 3	0.12860						
	Record 4			0.18900				
	Record 5	0.11340						
	Record 6	0.18170						
PGA=0.3g	Record 1					0.29480		
	Record 2			0.23260				
	Record 3	0.15320						
	Record 4			0.23630				
	Record 5	0.14040						
	Record 6			0.21790				
PGA=0.4g	Record 1						0.69620	
	Record 2						0.67500	
	Record 3	0.21120						
	Record 4			0.32660				
	Record 5	0.20860						
	Record 6							0.37070
PGA=0.5g	Record 1							
	Record 2							
	Record 3			0.24760				
	Record 4					0.42460		
	Record 5			0.27130				
	Record 6							
	Mean	0.12169	Mean	0.2345	Mean	0.3597	Mean	0.580633333
	St.deviation	0.048217096	st.deviation	0.044944806	st.deviation	0.0649	st.deviation	0.148697374

7.3 Καμπύλες τρωτότητας

Σήμερα, υπάρχει μεγάλη ανάγκη για επαρκή και αξιόπιστη πρόβλεψη των συνεπειών μετά από ένα ενδεχόμενο σεισμό. Βασικό εργαλείο για την πιθανολογική εκτίμηση των συνεπειών ενός σεισμού αποτελεί η εκτίμηση της τρωτότητας των κτιρίων. Αυτό μπορεί να γίνει με την δημιουργία των καμπύλων τρωτότητας. Πρόκειται για τυπικές αθροιστικές λογαριθμικές συναρτήσεις πιθανότητας που περιγράφουν την πιθανότητα να φθάσει ή να ξεπεράσει η κατασκευή ένα καθορισμένο επίπεδο βλάβης.

Με βάση τον προηγούμενο καθορισμό των επιπέδων επιτελεστικότητας προέκυψαν οι καμπύλες τρωτότητας για την υπό μελέτη κατασκευή. Σε αντιστοιχία με παρόμοιες προτάσεις FEMA-NIBS (2003), οι καμπύλες τρωτότητας υπολογίζονται με βάση την ακόλουθη λογαριθμοκανονική συνάρτηση κατανομής:

$$F(d_s \geq ds_i / PGA) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{dsi}} \cdot \ln \left(\frac{PGA}{PGA, ds_i} \right) \right] \quad (7.1)$$

Όπου,

PGA είναι η πιθανότητα υπό δεδομένη επιτάχυνση εδάφους, ένα κτίριο να βρίσκεται ή να υπερβαίνει τη στάθμη βλάβης ds_i

PGA, ds_i είναι η μέση τιμή της PGA για την οποία το κτίριο εισέρχεται στη στάθμη βλάβης ds_i

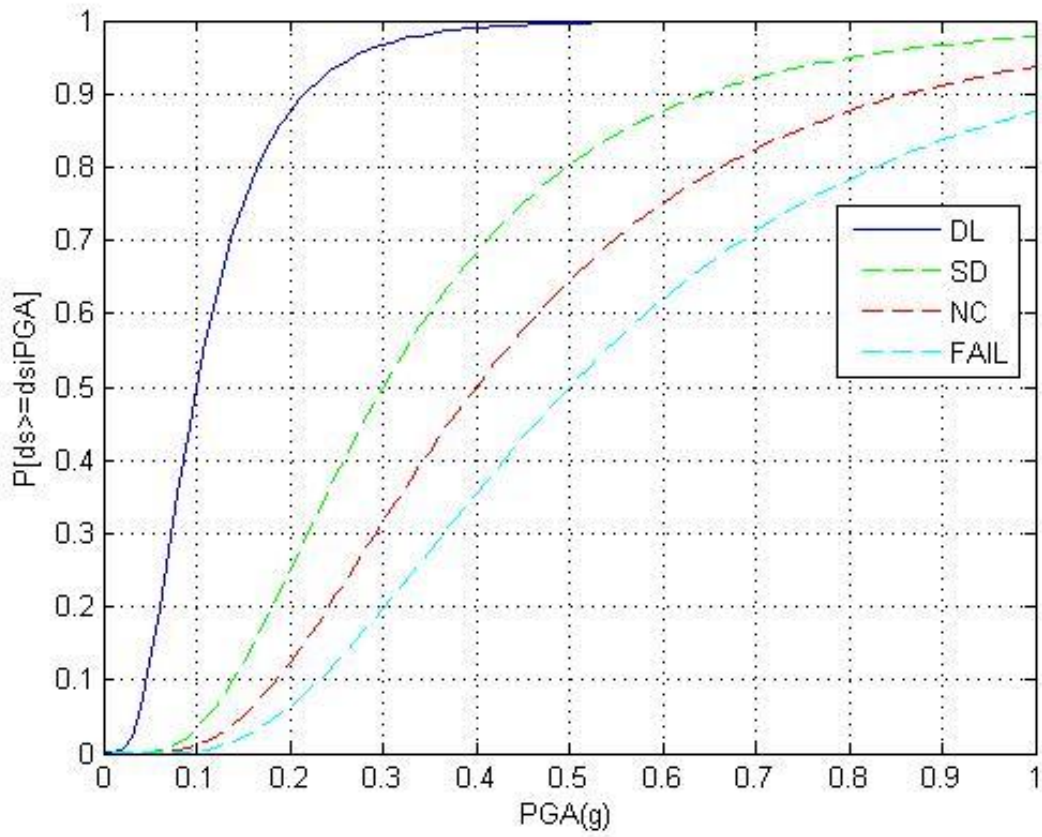
β_{dsi} είναι η τυπική απόκλιση του φυσικού λογαρίθμου της PGA που αντιστοιχεί στη στάθμη βλάβης ds_i

Φ είναι η χαρακτηριστική συνάρτηση της σωρευτικής κανονικής κατανομής

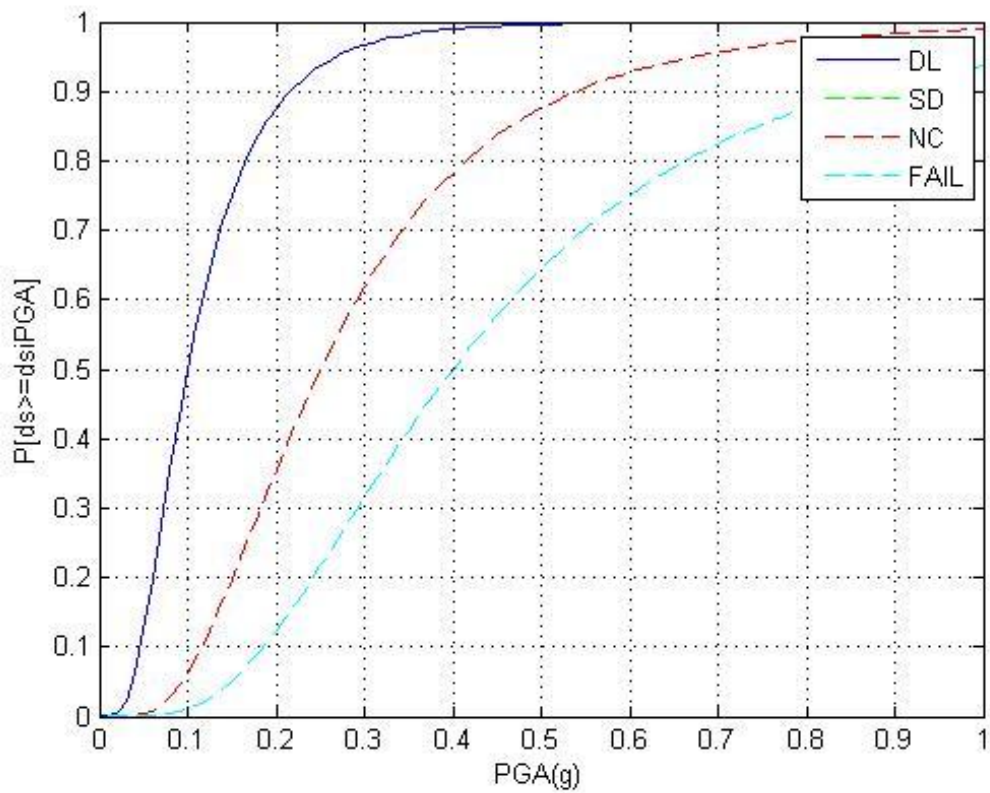
Έχουν χρησιμοποιηθεί συνολικά 4 στάθμες βλαβών οι οποίες είναι:

- «Περιορισμού βλαβών (DL)» όπου είναι όλες οι μετακινήσεις που είναι μικρότερες και ίσες από την μέση τιμή των μετακινήσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμού βλαβών».
- «Σοβαρών βλαβών (SD)» όπου είναι όλες οι μετακινήσεις που είναι μικρότερες και ίσες από την μέση τιμή των μετακινήσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας «Σοβαρών βλαβών».
- «Οιονεί Κατάρρευση (NC)» όπου είναι όλες οι μετακινήσεις που είναι μικρότερες και ίσες από την μέση τιμή των μετακινήσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση».
- «Κατάρρευση (FAIL)» όπου είναι όλες οι μετακινήσεις που ξεπερνούν την μέση τιμή των μετακινήσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση».

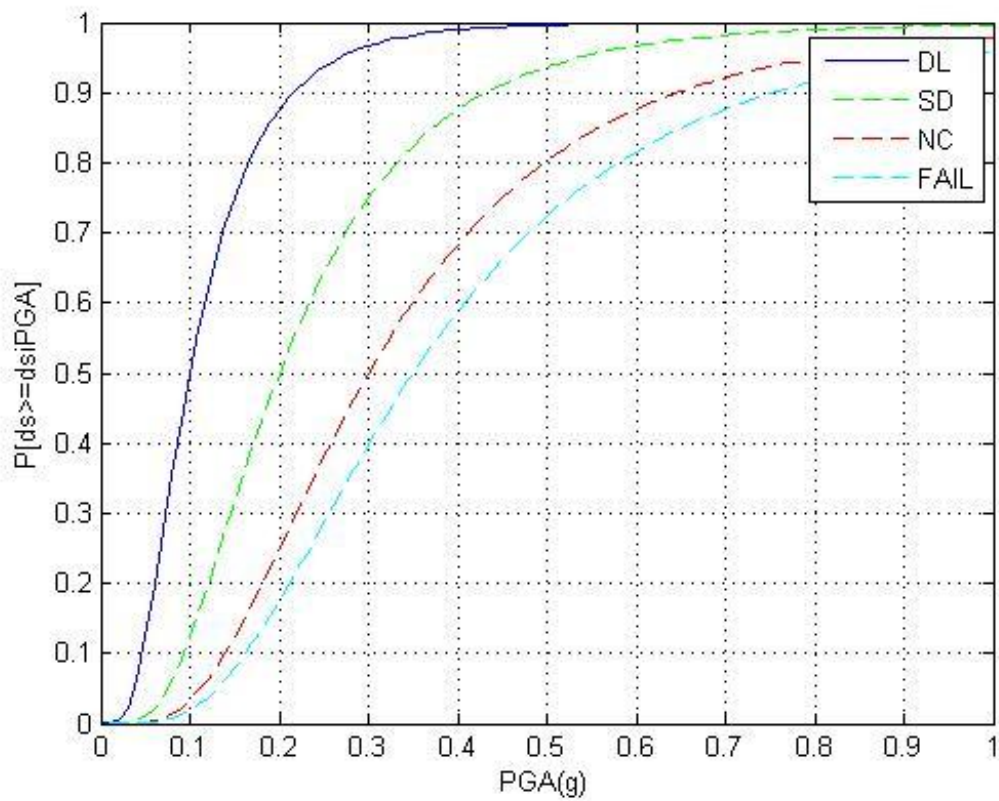
Πιο κάτω ακολουθούν οι καμπύλες τρωτότητας για τις χρονικές περιόδους $t=0$ χρόνια, $t=25$ χρόνια και $t=50$ χρόνια.



Σχήμα 42: Καμπύλες τρωτότητας για την χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια.



Σχήμα 43: Καμπύλες τρωτότητας για την χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια.



Σχήμα 44: Καμπύλες τρωτότητας για την χρονική περίοδο $t=50$ χρόνια.

8. Συμπεράσματα

Στην παρούσα μελέτη με την χρήση πιθανολογικών μοντέλων υπολογίστηκε η καταπόνηση του οπλισμού στο σκυρόδεμα από την εισχώρηση χλωριόντων μέσα σε αυτό. Ακολουθώντας πραγματοποιώντας δυναμική ανελαστική ανάλυση σε 7-όροφο πλαίσιο χρησιμοποιώντας τα προσομοιώματα για διαβρωμένο και μη οπλισμό εξάχθηκαν τα αποτελέσματα με τις μέγιστες μετακινήσεις. Οι μέγιστες μετακινήσεις βρέθηκαν για όλες τις εδαφικές επιταχύνσεις (0.1g, 0.2g, 0.25g, 0.30g, 0.40g, 0.50g), όλα τα επιταχυνσιογραφήματα που αναφέρθηκαν πιο πάνω και για τις χρονικές στιγμές 0, 25 και 50 χρόνια. Με τα αποτελέσματα αυτά δημιουργήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας από τις οποίες μπορεί να γίνει αξιόπιστη πρόβλεψη των συνεπειών στην κατασκευή μετά από ένα ενδεχόμενο σεισμό. Τα συμπεράσματα της μελέτης θα αναλυθούν στα πιο κάτω υποκεφάλαια.

8.1 Χρόνος έναρξης διάβρωσης

Ο χρόνος έναρξης της διάβρωσης όπως βρέθηκε στο Κεφάλαιο 6.2.4 για την παρούσα μελέτη από την Εξίσωση 4.1 ισοδυναμεί με 14.27 χρόνια. Αυτή η τιμή αφορά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα με λόγο νερού τσιμέντου $w/c = 0.45$ και χρησιμοποιώντας τις προτεινόμενες τιμές όπως αναφέρεται από την FIB-CEB Task Group 5.6 (2006). Η τιμή αυτή κάλλιστα θα μπορεί να αλλάξει αισθητά ανάλογα με τον λόγο νερού τσιμέντου που χρησιμοποιείται στα κτίρια. Επίσης σημαντικό λόγο παίζει και η επικάλυψη που υπάρχει στα μέλη του κτιρίου. Οι προτεινόμενες τιμές που χρησιμοποιήθηκαν στο Κεφάλαιο 6.2.4 για τον υπολογισμό του χρόνου έναρξης της διάβρωσης αλλάζοντας τον λόγο νερού τσιμέντου θα μπορούσαν να είναι όπως φαίνεται στον πιο κάτω Πίνακα 20 σύμφωνα με την FIB-CEB Task Group 5.6 (2006):

Για την παρούσα μελέτη ο υπολογιζόμενος χρόνος έναρξης της διάβρωσης μας δείχνει ότι μετά τα πρώτα περίπου 15 χρόνια θα εισχωρήσουν τα χλωριόντα στον οπλισμό της κατασκευής και θα αρχίσει να διαβρώνεται. Έτσι αυτό μας δείχνει ότι οι κατασκευές με τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά των παραμέτρων, μετά τα πρώτα 15 χρόνια της ζωής τους θα πρέπει να αρχίσει να γίνεται συντήρηση τους και καλό θα είναι κάθε 10 με 15 χρόνια να επαναλαμβάνεται αυτή η συντήρηση έτσι ώστε το κτίριο ακόμα και στα 50 χρόνια ζωής τους να διατηρεί όσο το δυνατό την αρχική σεισμική του επάρκεια.

Πίνακας 20: Στατιστικά χαρακτηριστικά των παραμέτρων λόγω της διείσδυσης των χλωριόντων που επηρεάζουν την διάβρωση των μελών οπλισμένου σκυροδέματος

Parameter	water to cement ratio w/c						Distribution	Reference	
	0.4		0.5		0.6				
	Mean	cov	Mean	cov	Mean	cov			
Cover Depth (mm) x	25	0.32	25	0.32	25	0.32	Lognormal	FIB- CEB Task Group 5.6 (2006)	
Regression variable b_0 [K]	4800.00	0.15	4800.00	0.15	4800.00	0.15	Normal		
Temperature of the structural element or the ambient air (T_{real}) [K]	286	0.20	286	0.20	286	0.20	Normal		
Chloride migration Coefficient ($D_{RCM,0}$) (m^2/s)	8.9E-12	0.2	1.58E-11	0.2	2.5E-11	0.2	Normal		
Aging exponent n	0.3	cov=0.4 , a=0.0, b=1.0	0.3	cov=0.4 , a=0.0, b=1.0	0.3	cov=0.4 , a=0.0, b=1.0	Beta		
Critical Chloride Concentration (C_{cr}) wt % cement	0.6	cov=0.25, a= 0.2, b=2.0	0.6	cov=0.25, a= 0.2, b=2.0	0.6	cov=0.25, a= 0.2, b=2.0	Beta		
Surface Chloride Concentration (C_s) wt % cement	1.026	0.2	1.2825	0.2	1.539	0.2	Normal		Choe et al. (2009)
Rate of Corrosion (i_{corr}) mA/cm ²	Low corrosion Level	0.1	0.25	0.1	0.25	0.1	0.25	Normal	Stewart (2004)
	Medium corrosion Level	1		1		1			
	High corrosion Level	10		10		10			

8.2 Βαθμός διάβρωσης οπλισμού

Αφού βρέθηκε ο χρόνος έναρξης της διάβρωσης και χρησιμοποιώντας την Εξίσωση 4.2 και την Εξίσωση 4.3 υπολογίστηκε ότι οι ράβδοι οπλισμού του κτιρίου από διάμετρο $d=20mm$ την χρονική περίοδο $t=0$ χρόνια μειώθηκε σε $d=18.75mm$ για την χρονική περίοδο $t=25$ χρόνια και $d=15.85mm$ για την χρονική περίοδο $t=50$ χρόνια. Αφού στα υποστυλώματα της κατασκευής υπάρχουν $12\Phi 20$ τότε το ποσοστό μείωσης του οπλισμού υπολογίζεται ως εξής:

Υποστυλώματα για $t=0$ χρόνια:

$$\text{συνολικός οπλισμός} = \frac{12 \cdot 20^2 \cdot \pi}{4} = 3768mm^2$$

Υποστυλώματα για $t=25$ χρόνια:

$$\text{συνολικός οπλισμός} = \frac{12 \cdot 18.75^2 \cdot \pi}{4} = 3315mm^2$$

Υποστυλώματα για $t=50$ χρόνια:

$$\text{συνολικός οπλισμός} = \frac{12 \cdot 15.85^2 \cdot \pi}{4} = 2369mm^2$$

Πίνακας 21: Συνολικό ποσοστό μείωσης του οπλισμού στα υποστυλώματα κατά την διάρκεια των χρόνων

Χρονική Περίοδος (χρόνια)	Οπλισμός (mm)	Μείωση Οπλισμού (%)
0	3768	0
25	3315	12.02
50	2369	37.12

Από τον πιο πάνω Πίνακα 21 φαίνεται πως ο οπλισμός της κατασκευής για 25 χρόνια έχει μια μείωση της τάξης των 12.02% ενώ για τα 50 χρόνια 37.12% πράγμα το οποίο θα επηρεάσει την σεισμική απόκριση και την τρωτότητα του κτιρίου αφού όσο μειώνεται ο οπλισμός τόσο πιο δύσκολα τα δομικά στοιχεία του κτιρίου θα μπορούν να παραλάβουν τα σεισμικά φορτία και θα αστοχούν σε μικρότερες διεγέρσεις.

Για τον υπολογισμό της μείωσης του οπλισμού έγιναν κάποιες παραδοχές οι οποίες μπορεί να επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Το κτίριο στην συγκεκριμένη μελέτη θεωρήθηκε ότι έχει υψηλό ρυθμό διάβρωσης $i_{corr}=10\text{mA}/\text{cm}^2$ Stewart (2004) ο οποίος αντιπροσωπεύει καινούργιες κατασκευές οι οποίες κατασκευάζονται παραλιακά της Κύπρου. Για άλλες κατασκευές οι οποίες δεν είναι σε παραλιακές περιοχές ο ρυθμός διάβρωσης θα ήταν πιο χαμηλός και κατ' επέκταση λιγότερη μείωση του οπλισμού κατά την διάρκεια των χρόνων.

Επίσης, για την διεύθυνση της διάβρωσης χρησιμοποιήθηκε η τιμή $k=11.66\mu\text{m}/\text{year}$ η οποία επιλέχθηκε βάση του νόμου του Faraday που απαιτεί ομοιόμορφη εισχώρηση του φαινομένου δηλαδή ο ρυθμός διάβρωσης i_{corr} θεωρείται σταθερό κατά μέσο όρο κατά την διάρκεια ζωής της κατασκευής. Αυτό στην πραγματικότητα δεν ισχύει γιατί η απώλεια του οπλισμού δεν είναι ομοιόμορφος σε όλη την επιφάνεια αλλά διαφορετικός σε κάθε σημείο. Άρα θεωρώντας ότι ισχύει ο νόμος του Faraday, τότε όλα τα δομικά στοιχεία του κτιρίου διαβρώνονται με τον ίδιο υψηλό βαθμό και κατ' επέκταση δυσμενέστερα αποτελέσματα.

8.3 Ροπές διαρροής

Από την στιγμή που μειώνεται ο οπλισμός της κατασκευής λόγω της διάβρωσης, συνεπώς μειώνεται και η ροπή διαρροής των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Αυτό φαίνεται κι από τους πίνακες στο Κεφάλαιο 6.2.5.1. Επομένως η κατασκευή θα φθάνει στο όριο διαρροής της πιο γρήγορα με αποτέλεσμα όσο περνάνε τα χρόνια η κατασκευή να είναι πιο επιρρεπής στους σεισμούς αφού για μικρότερους σεισμούς το κτίριο θα έχει μεγαλύτερες μετακινήσεις-παραμορφώσεις, περισσότερες ζημιές στο κτίριο που ισοδυναμεί με κόστος συντήρησης ή κόστος επιδιόρθωσης και μεγαλύτερη πιθανότητα κατάρρευσης του. Στους πιο κάτω Πίνακες φαίνονται το ποσοστό μείωσης της ροπής διαρροής των ακραίων υποστυλωμάτων, των μεσαίων υποστυλωμάτων και των δοκών για τις χρονικές στιγμές $t=25$ χρόνια και για $t=50$ χρόνια.

Πίνακας 22: Ποσοστό μείωσης ροπής διαρροής για την χρονική περίοδο t=25 χρόνια

Για t = 25 χρόνια	Ακραία υποστυλώματα	Μεσαία Υποστυλώματα	Δοκοί
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Οροφος)	5.68%	12.98%	10.64%
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Οροφος)	5.37%	11.30%	
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Οροφος)	7.51%	9.79%	
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Οροφος)	7.22%	6.84%	
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Οροφος)	6.97%	6.30%	
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Οροφος)	6.74%	5.29%	
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Οροφος)	6.54%	5.18%	
Κόμβος 1 (Βάση)	7.24%	5.76%	

Πίνακας 23: Ποσοστό μείωσης ροπής διαρροής για την χρονική περίοδο t=50 χρόνια

Για t = 50 χρόνια	Ακραία υποστυλώματα	Μεσαία Υποστυλώματα	Δοκοί
Κόμβος 8 (7 ^{ος} Οροφος)	30.25%	33.72%	34.06%
Κόμβος 7 (6 ^{ος} Οροφος)	28.49%	29.92%	
Κόμβος 6 (5 ^{ος} Οροφος)	27.41%	26.59%	
Κόμβος 5 (4 ^{ος} Οροφος)	25.95%	22.33%	
Κόμβος 4 (3 ^{ος} Οροφος)	24.61%	20.26%	
Κόμβος 3 (2 ^{ος} Οροφος)	23.39%	18.76%	
Κόμβος 2 (1 ^{ος} Οροφος)	22.26%	17.30%	
Κόμβος 1 (Βάση)	22.79%	17.00%	

Παρατηρώντας τα ποσοστά μείωσης της ροπής διαρροής στα δομικά στοιχεία φαίνεται πως για τη χρονική περίοδο 25 χρόνων η μείωση δεν είναι μεγάλη αφού χρειάζονται όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω περίπου 15 χρόνια μέχρι την έναρξη της διάβρωσης και η μείωση του οπλισμού είναι μικρή. Από την άλλη αφήνοντας το κτίριο εκτεθειμένο σε χλωριόντα για ακόμα 25 χρόνια μέχρι τα 50 χρόνια παρατηρείται μεγάλη μείωση της ροπής διαρροής αφού τα μέλη χάνουν μέχρι και το 1/3 της ροπής διαρροής από την αρχική.

8.4 Στάθμες επιτελεστικότητας

Χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις για την ικανότητα στροφής της χορδής για την δημιουργία των σταθμών επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι με την πάροδο των χρόνων και αφού μειώνεται ο οπλισμός της κατασκευής η στάθμες επιτελεστικότητας μένουν σχεδόν οι ίδιες με πολύ μηδαμινές μειώσεις. Αυτό φαίνεται καθαρά συγκρίνοντας τους Πίνακες 8 μέχρι 15 μεταξύ τους. Αυτό οφείλεται στο ότι από τις εξισώσεις για τον υπολογισμό των σταθμών επιτελεστικότητας ο οπλισμός δεν τις επηρεάζει σημαντικά. Άρα οι εξισώσεις φαίνονται να μην υπολογίζουν και τόσο την αλλαγή του οπλισμού σε μια διατομή πράγμα το οποίο αν λαμβανόταν υπόψη θα υπήρχαν πιο ξεκάθαρα και συνεπώς πιο δυσμενή αποτελέσματα με την πάροδο των χρόνων.

8.5 Μέγιστες μετακινήσεις

Στους Πίνακες 17, 18 και 19 στο Κεφάλαιο 7.2 φαίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις όλων των εδαφικών επιταχύνσεων με όλα τα επιταχυνσιογραφήματα και για τις χρονικές στιγμές 0, 25 και 50 χρόνια. Συγκρίνοντας τους Πίνακες φαίνεται πως με την πάροδο των χρόνων για τα ίδια επιταχυνσιογραφήματα και την ίδια εδαφική επιτάχυνση οι μέγιστες μετακινήσεις αυξάνονται και αυτό οφείλεται από την μείωση του οπλισμού και παράλληλα την μείωση της ροπής διαρροής στα δομικά στοιχεία.

Με την πάροδο των χρόνων εκτός από το ότι οι μέγιστες μετακινήσεις αυξάνονται, επιπρόσθετα φαίνεται πως για τις ίδιες εδαφικές επιταχύνσεις και τα ίδια επιταχυνσιογραφήματα οι πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής ξεπερνούν πιο γρήγορα τις στάθμες επιτελεστικότητας με αποτέλεσμα ο φορέας να μπαίνει πιο γρήγορα στο στάδιο διαρροής του και κατ' επέκταση να επέρχεται πιο γρήγορα η αστοχία του.

Ακόμη μια παρατήρηση είναι πως συγκρίνοντας τις μέσες τιμές των μετακινήσεων βγαίνει το συμπέρασμα πως το κτίριο μπαίνει πιο γρήγορα στο στάδιο της διαρροής καθώς επίσης και στο επίπεδο αστοχίας πράγμα που δείχνει πως η σεισμική ευπάθεια του φορέα μειώνεται με την πάροδο των χρόνων και πως οι μετακινήσεις που μπορεί να αντέξει μέχρι την αστοχία του είναι μικρότερες. Αν οι εξισώσεις του Ευρωκώδικα 8 για τις γωνίες στροφής της χορδής λάμβαναν περισσότερο την μείωση του οπλισμού κατά την διάβρωση του τότε θα υπήρχε πιο αισθητή διαφορά στις μέγιστες μετακινήσεις του κτιρίου. Επίσης αν χρησιμοποιούνταν περισσότερα επιταχυνσιογραφήματα αλλά και γίνονταν περισσότερες αναλύσεις με μικρότερη διαφορά στις εδαφικές επιταχύνσεις η μία από την άλλη (π.χ. 0.10g, 0.11g, 0.12g, 0.13g 0.50g) τότε θα φαινόνταν πιο ξεκάθαρα σε ποια εδαφική επιτάχυνση ξεπερνάτε η κάθε στάθμη βλαβών με την πάροδο των χρόνων.

Επίσης από τους Πίνακες με τις μέγιστες μετακινήσεις φαίνεται πως το κτίριο σε εδαφική επιτάχυνση 0.25g (εδαφική επιτάχυνση που χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό κτιρίων στην Λεμεσό) ξεπερνά την στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμένων βλαβών» και αρχίζουν να δημιουργούνται ζημιές στο κτίριο που με την πάροδο του χρόνου είναι όλο και περισσότερες αφού αυξάνονται οι μέγιστες μετακινήσεις.

8.6 Καμπύλες τρωτότητας

Δημιουργώντας τις καμπύλες τρωτότητας όπως φαίνονται στα Σχήματα 42, 43 και 44 μπορούμε να παρατηρήσουμε πόση είναι η πιθανότητα υπέρβασης της κάθε στάθμης βλαβών ανάλογα με τις εδαφικές επιταχύνσεις. Παρατηρείται πως με την πάροδο των χρόνων η πιθανότητα υπέρβασης των σταθμών βλάβης αυξάνεται με αποτέλεσμα για μικρότερες εδαφικές επιταχύνσεις να έχουμε μεγαλύτερη πιθανότητα για δυσμενέστερα αποτελέσματα στην κατασκευή.

Για παράδειγμα για σεισμό εδαφικής επιτάχυνσης 0.25g (εδαφική επιτάχυνση σεισμού σχεδιασμού για την περιοχή της Λεμεσού) και για χρονική περίοδο 0 χρόνια υπάρχει 95% πιθανότητα να φθάσει στην στάθμη Περιορισμού Βλαβών, 40% να φθάσει στην στάθμη Σοβαρών Βλαβών, 22% μέχρι την Οιονεί Κατάρρευση και 13% μέχρι την κατάρρευση. Για χρονική περίοδο 25 χρόνια οι πιθανότητες αλλάζουν και γίνονται 95% να υπερβεί την στάθμη Περιορισμού Βλαβών, 50% να υπερβεί την στάθμη Σοβαρών Βλαβών και την στάθμη Οιονεί Κατάρρευση και 22% να φτάσει το κτίριο σε κατάρρευση. Οι πιθανότητες αυτές για χρονική περίοδο 50 χρόνια μετατρέπονται ως 95% να υπερβεί την στάθμη Περιορισμού Βλαβών, 65% να φθάσει στην στάθμη Σοβαρών Βλαβών, 40% στην στάθμη Οιονεί Κατάρρευση ενώ υπάρχει 30% πιθανότητα Κατάρρευσης του.

Πίνακας 24: Μέσες τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων ανάλογα με τις στάθμες βλάβης με την πάροδο των χρόνων

Χρονική Περίοδος (years)	Μέσες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων (g)			
	Περιορισμού Βλαβών DL	Σοβαρών Βλαβών SD	Οιονεί Κατάρρευση NC	Κατάρρευση FAIL
0	0.1	0.3	0.4	0.5
25	0.1	0.25	0.25	0.4
50	0.1	0.2	0.3	0.35

Στον πιο πάνω Πίνακα 24 φαίνονται οι μέσες τιμές των εδαφικών επιταχύνσεων για την κάθε στάθμη βλάβης με την πάροδο των χρόνων. Άρα για μια καινούργια κατασκευή η οποία πρόκειται να ανεγερθεί παραθαλάσσια της Λεμεσού είναι αναγκαίο να υπάρχει γνώση κατά πόσο το κτίριο θα αρχίσει να διαβρώνεται με την πάροδο των χρόνων και κατά πόσο επηρεάζει η διάβρωση αυτή έτσι ώστε να γίνεται ο σωστός προγραμματισμός για το πότε πρέπει να αρχίσει να γίνεται συντήρηση του κτιρίου και κάθε πόσο διάστημα πρέπει να επαναλαμβάνεται έτσι ώστε να διατηρείται η σεισμική επάρκεια του κτιρίου.

Μελετώντας τον Πίνακα 24 φαίνεται πως σε περίπτωση σεισμού 0.25g εδαφικής επιτάχυνσης η οποία είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού για την περιοχή της Λεμεσού για την χρονική περίοδο 0 χρόνια είναι μεταξύ της στάθμης Περιορισμού Βλαβών και Σοβαρών Βλαβών πράγμα το οποίο είναι αποδεκτό από τον Ευρωκώδικα. Από την άλλη για χρονική περίοδο 25 χρόνων σε περίπτωση ενός τέτοιου σεισμού θα φθάσει σε στάθμη Σοβαρών βλαβών, ενώ για χρονική περίοδο χρόνων ένας σεισμός της τάξης του 0.25g εδαφικής επιτάχυνσης κυμαίνεται μεταξύ στάθμης Σοβαρών Βλαβών και Οιονεί Κατάρρευσης άρα υπάρχει μεγάλη πιθανότητα το κτίριο να φθάσει σε σημείο να μην είναι αποδεκτό για λειτουργία λόγω των μεγάλων βλαβών που θα πάθει. Έτσι σημαντικό είναι να γίνεται σωστός προγραμματισμός για την συντήρηση της κατασκευής ώστε σε περίπτωση που γίνει ο σεισμός σχεδιασμού να είναι μεταξύ στάθμης Περιορισμού Βλαβών και Σοβαρών Βλαβών. Δηλαδή καλό θα ήταν να γίνει μέχρι τα 25 χρόνια μια συντήρηση και για τα επόμενα χρόνια που η μείωση στην επάρκεια του κτιρίου είναι μεγαλύτερη να γίνεται η συντήρηση σε πιο τακτά διαστήματα.

Βιβλιογραφία

Δέση Εργασίας 4, (2008). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής, Τεχνολογικό Πανεπιστήμιο Κύπρου, Σεισμική Τρωτότητα και Ενίσχυση Υφιστάμενων Ιδιωτικής Χρήσης Κτιρίων, Λεμεσός

Θ. Τάσιος, Κ. Αλιζάκη: «Ανθεκτικότητα οπλισμένου σκυροδέματος», Αθήνα 1993.

Ahmad S (2003) Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction – a review, *Cement and Concrete Composites* 25(4-5): 459-471.

Bazant, Z. P: “Physical Model for Steel Corrosion in Sea Structures – Theory”, *ASCE Journal of the Structural Division*, Vo. 105, NO. ST6, pp 1137-1153.

CEB-FIB Task Group 5.6 (2006). Model for Service Life Design, *federation internationale du beton* (fib)

CEB-FIP MC '90 (1993), “Model Code 1990”, Thomas Telford Pubs, London.

Choe, D.E., Gardoni, P., Rosowsky, D. and Haukaas, T. (2009). Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion. *Structural Safety* 31: 275-283.

Duffo, G.S, and Farina, S.B. (2007): “A model for the time-to-cover cracking old reinforced concrete due to rebar corrosion”, *International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures*, Guimaraes, Portugal, pp 277-284.

Draft fib Model Code for Concrete Structures (2014)

DuraCrete (1998): “Modelling of deterioration”, BRITE EURAM, Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, document BE95-1347/R4-5.

DuraCrete (2000). Probabilistic performance based on durability design of concrete structures: Statistical quantification of the variables in the limit state functions, Report No.: BE 95-1347, 62-63

Eurocode 8, Design of Structures for earthquake resistance, Part3, June 2005

FEMA-NIBS, 2003. Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model:HAZUS®MH Technical Manual, Washington DC.

Fotopoulou, S.D., Karapetrou, S.T. and Ptilakis, K.D. (2012). Seismic vulnerability of RC buildings considering SSI and aging effects, *Proceedings of the 15WCEE International Conference*, Lisboa.

Ghosh, J. and Padgett, J.E. (2010). Aging considerations in the development of time-dependent seismic fragility curves. *Journal of Structural Engineering* 136(12), 1497-1511.

Kennedy Reid, I. (2009) *Concrete Bridge Strengthening and Repair* Published by Thomas Telford Publishing, 115 p.

Liu, T. and Weyers, R. W. (1998): “Modelling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, pp 365-379.

Liu, T (1996): “Modelling the Time-to-Corrosion Cracking of Concrete Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures”, PhD thesis, Virginia Polytechnical Institute and State University, Blacksburg, Va.

Pirro, R. (2013), “Concrete Deterioration and Repair”, Professional lecture, Oct. 3, 2013

Rodriguez, J. Ortega L.M. Casal, J. and Diez, J.M. (1996): “Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures”, International Conference on Durability of Building Materials and Components, Stockholm.

SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis and Design. Computers and structures Inc., Berkeley, USA.

Stewart, M. (2004), Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure, *Structural Safety*, 26, 453– 470.

Vu, K. A. T. and Stewart, M. G. (2000): “Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models”, *Structural Safety*, Vol. 22, pp 313-333.