



ΕΥΡΩΠΑΙΚΗ
ΕΝΩΣΗ ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ
ΤΑΜΕΙΟ

ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗΣ

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ Παιδείας και Θρησκευμάτων, Πολιτισμού και Αθλητισμού



η περιφέρεια στο επίκεντρο της ανάπτυξης



ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ Παιδείας και Θρησκευμάτων, Πολιτισμού και Αθλητισμού
ΓΓΕΤ – ΕΥΔΕ-ΕΤΑΚ

Ε. Π. Ανταγωνιστικότητα και Επιχειρηματικότητα (ΕΠΑΝ ΙΙ), ΠΕΠ Μακεδονίας – Θράκης, ΠΕΠ Κρήτης και Νήσων Αιγαίου, ΠΕΠ Θεσσαλίας – Στερεάς Ελλάδας – Ηπείρου, ΠΕΠ Αττικής

Τεχνική έκθεση: εμπειρικάς εξαθθείσες καμπύλες τρωτότητας

Παραδοτέο 3.1

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΑΤΤΙΚΕΣ ΔΙΑΔΡΟΜΕΣ Α.Ε.
ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ Ο.Τ.Μ. Α.Ε.

ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2015

Περιεχόμενα

3.1.1	Επισκόπηση σεισμικών βλαβών σε αυτοκινητοδρόμους.....	4
3.1.2	Σεισμικές βλάβες σε οδούς.....	6
3.1.3	Σεισμικές βλάβες σε γέφυρες	10
3.1.4	Σεισμικές βλάβες σε σήραγγες.....	16
3.1.5	Καμπύλες τρωτότητας	20
	Ορισμοί.....	20
	Σύντομη επισκόπηση μεθοδολογιών εκτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης	21
3.1.6	Μέθοδοι αποτίμησης καμπυλών τρωτότητας	23
	Εμπειρικές μέθοδοι.....	23
	Μέθοδοι βασισμένες στην κρίση του μηχανικού	23
	Αναλυτικές μέθοδοι	23
	Υβριδικές μέθοδοι.....	24
	Τυπολογία	24
	Στάθμες βλάβης.....	24
	Παράμετροι σεισμικής έντασης	25
	Αβεβαιότητες	25
3.1.7	Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για γέφυρες	26
3.1.8	Καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες	30
	3.1.8.1 Εμπειρικές	30
	3.1.8.1 Αναλυτικές.....	33
3.1.9	Καμπύλες τρωτότητας για οδούς (σε επίχωμα, όρυγμα, πρανή ή γενικευμένες)	38
	3.1.9.1 Εμπειρικές	38
	3.1.9.2 Αναλυτικές.....	42
3.1.10	Καμπύλες τρωτότητας για ακρόβαθρα/τοιχούς αντιστήριξης .	45
3.1.11	Βιβλιογραφία παραδοτέου 3.1	48

Π3.1 Εμπειρικές Εξαχθείσες Καμπύλες Τρωτότητας

Το παρόν παραδοτέο περιλαμβάνει την ανασκόπηση εμπειρικών μεθόδων αποτίμησης τρωτότητας για τις κύριες συνιστώσες ενός αυτοκινητοδρόμου (γέφυρες, σήραγγες, επιχώματα, πρανή, τοίχοι αντιστήριξης/ακρόβαθρα). Καταρχήν γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση των απωλειών που σημειώθηκαν σε αυτοκινητοδρόμους ύστερα από ισχυρούς σεισμούς, ενώ επιχειρείται η ταξινόμηση των κύριων μορφών αστοχίας ανά συνιστώσα δίνοντας χαρακτηριστικά παραδείγματα από παλαιότερους σεισμούς. Στη συνέχεια συνοψίζονται οι σημαντικότερες μεθοδολογίες αποτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης που αναπτύχθηκαν διεθνώς, κυρίως στο πλαίσιο μεγάλων ερευνητικών προγραμμάτων, ενώ παρουσιάζονται οι βασικές μέθοδοι εκτίμησης της τρωτότητας και τα κύρια χαρακτηριστικά και παράμετροι των καμπυλών τρωτότητας. Ακολούθως, για κάθε συνιστώσα ενός αυτοκινητοδρόμου παρουσιάζονται οι διαθέσιμες εμπειρικές εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας, που προέκυψαν με βάση εμπειρικά στοιχεία και παρατηρήσεις από σεισμικές βλάβες. Συμπληρωματικά, για κάθε κύρια συνιστώσα εκτός των γεφυρών, δίνονται και οι διαθέσιμες αναλυτικώς εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας, που προέκυψαν με βάση αριθμητικές αναλύσεις.

Η εργασία πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Εδαφοδυναμικής και Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του ΑΠΘ με κύριο ερευνητή τον Δρ. Σωτήριο Αργυρούδη και επιβλέποντα τον Καθηγητή Κυριαζή Πιτιλάκη. Συμμετείχε επίσης ο Επίκουρος Καθηγητής Δημήτρης Πιτιλάκης και ο υποψήφιος διδάκτορας Άγγελος Τσινάρης.

3.1.1 Επισκόπηση σεισμικών βλαβών σε αυτοκινητοδρόμους

Η εμπειρία από προηγούμενους ισχυρούς σεισμούς δείχνει πως οι βλάβες σε υποδομές αυτοκινητοδρόμων προκαλούν δυσλειτουργίες στο δίκτυο μεταφορών με δυσμενείς άμεσες και έμμεσες επιπτώσεις για τη σεισμόπληκτη περιοχή. Οι συνιστώσες του οδικού δικτύου (γέφυρες, σήραγγες, επιχώματα κτλ) είναι τρωτές τόσο εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης του εδάφους όσο και της εδαφικής αστοχίας. Ωστόσο, οι οδοί και τα επιχώματα/ορύγματα επηρεάζονται κυρίως από την αστοχία του εδάφους λόγω ρευστοποίησης, κατολίσθησης και διάρρηξης ρήγματος. Επιπρόσθετα, παρατηρούνται βλάβες λόγω δευτερογενών παραγόντων, κυρίως στην περίπτωση των οδών, όπως για παράδειγμα ο μερικός ή ολικός αποκλεισμός τους εξαιτίας καταρρεύσεων παρόδιων κτιρίων σε αστικές περιοχές ή κατολισθήσεων πρανών σε μη αστικές περιοχές.

Γενικά, ως πιο τρωτές κατασκευές του οδικού δικτύου εμφανίζονται οι γέφυρες, καθώς στο παρελθόν κατεγράφησαν σημαντικές ζημιές σε επιμέρους τμήματα (π.χ. στηρίξεις, θεμελιώσεις), ενώ σε κάποιες περιπτώσεις επήλθε η πλήρης καταστροφή τους. Επιπλέον ο χρόνος αποκατάστασης των βλαβών για τις συγκεκριμένες κατασκευές είναι συνήθως μεγαλύτερος σε σχέση με άλλες υποδομές ενός οδικού δικτύου. Σε κάθε περίπτωση το συνολικό κόστος είναι υψηλό και συμπεριλαμβάνει εκτός από την αποκατάσταση των βλαβών, το κόστος των έμμεσων απωλειών λόγω της διακοπής κυκλοφορίας. Για παράδειγμα το άμεσο κόστος αποκατάστασης της οδού ταχείας κυκλοφορίας Hanshin μετά το σεισμό του Kobe (1995), ήταν \$4.6 δισ. (NCEER, 1995), ενώ το πραγματικό κόστος ήταν πολύ υψηλότερο έως και διπλάσιο, αν συνυπολογιστούν οι επακόλουθες ημερήσιες οικονομικές ζημιές (\$3.4 εκατ. περίπου) από την μη είσπραξη διοδίων, τις καθυστερήσεις στην κυκλοφορία οχημάτων και τη διακοπή δραστηριοτήτων.

Στην Ελλάδα οι σεισμικές βλάβες στο οδικό δίκτυο είναι περιορισμένες και σχετίζονται με αστοχίες του εδάφους και κατολισθητικά φαινόμενα, κυρίως στο επαρχιακό δίκτυο. Ως τέτοια παραδείγματα αναφέρονται οι σεισμοί της Κοζάνης (1995), της Λευκάδας (2003), της ΒΔ Πελοποννήσου (2008) (ΙΤΣΑΚ 2008) και της Κεφαλλονιάς (2014) (ΕΡΡΟ-ΙΤΣΑΚ, 2014). Στον Πίνακα 3.1.1 συνοψίζονται οι βλάβες στο οδικό δίκτυο ύστερα από ορισμένους σημαντικούς σεισμούς, ενώ ακολουθεί μια πιο λεπτομερής περιγραφή της τυπολογίας των σεισμικών βλαβών σε οδούς, γέφυρες και σήραγγες που αποτελούν τις βασικές συνιστώσες του δικτύου.

Πίνακας 3.1.1: Συνοπτική περιγραφή βλαβών σε αυτοκινητοδρόμους ύστερα από ισχυρούς σεισμούς.

Loma Prieta, 18/10/1989, M=7.1. EERI (1990), Buckle and Cooper (1995), Basoz and Kiremidjian (1998), Perkins et al. (1997): Το κόστος για το δίκτυο μεταφορών ανήλθε σε \$1.8δισ, ενώ το κόστος αποκατάστασης των γεφυρών σε \$300εκατ. Πάνω από 80 γέφυρες υπέστησαν μικρές ζημιές, 10 έκλεισαν λόγω σοβαρών βλαβών και 3 παρουσίασαν καταρρεύσεις σε ένα ή περισσότερα ανοίγματα. Συνολικά σημειώθηκαν 65 κλεισίματα οδών λόγω άμεσων αιτιών (ταλάντωση, κατολισθήσεις, ρευστοποίηση, διάρρηξη ρήγματος) και 82 λόγω έμμεσων (καταρρεύσεις κτιρίων, διαρροή αερίου, θραύσεις αγωγών κτλ).

Costa Rica, 22/4/1991, M=7.5. EERI (1991): Τουλάχιστον 12 γέφυρες υπέστησαν εκτεταμένες έως ολοσχερείς βλάβες. Σε αρκετές θέσεις το οδόστρωμα παρουσίασε ρωγμές μεγάλου εύρους, καθώς και εκτεταμένες καθιζήσεις επιχωμάτων. Η διακοπή λειτουργίας του οδικού δικτύου είχε ως συνέπεια ημερήσιες οικονομικές απώλειες \$250000 λόγω της διακοπής εξαγωγών.

<p>Hokkaido, 12/7/1993, M=7.8. EERI (1995a): Η κυκλοφορία διακόπηκε σε 365 σημεία του οδικού δικτύου της πληγείσας περιοχής. Οι κυριότερες αιτίες ήταν οι καθιζήσεις επιχωμάτων, οι ρευστοποιήσεις, τα προϊόντα κατολισθήσεων και το τσουνάμι. Οι βλάβες σε γέφυρες και σήραγγες ήταν περιορισμένες.</p>
<p>Northridge, 17/1/1994, M=6.7. Basoz and Kiremidjian (1998), Basoz et al. (1999), Seible and Priestley (1999), EERI (1995b), TCLEE (1995), Perkins et al. (1997): Το κόστος αποκατάστασης των γεφυρών ανήλθε σε \$190 εκατ, ενώ των αυτοκινητοδρόμων σε \$122 εκατ. 230 γέφυρες υπέστησαν κάποια μορφή βλάβης. 7 υπέστησαν ολοσχερείς βλάβες, εκ των οποίων οι 6 εξαιτίας αστοχιών σε υποστυλώματα. Αρκετές βλάβες υπέστησαν οι τοπικοί και περιφερειακοί οδικοί άξονες, εξαιτίας κατολισθήσεων και καθιζήσεων. Συνολικά σημειώθηκαν 63 κλεισίματα οδών λόγω άμεσων αιτιών (ταλάντωση, κατολισθήσεις, ρευστοποίηση, διάρρηξη ρήγματος) και 77 λόγω έμμεσων (καταρρεύσεις κτιρίων, διαρροή αερίου, θραύσεις αγωγών κτλ).</p>
<p>Kobe, 17/1/1995, M=7.9. Kawashima and Ujihoh (1997), NCEER (1995), Nariyuki et al. (2004): Υπολογίζεται ότι το 60% των γεφυρών της πληγείσας περιοχής έπαθε κάποια μορφή βλάβης. 27 γέφυρες υπέστησαν σοβαρές βλάβες. Στο δρόμο ταχείας κυκλοφορίας Hanshin πάνω από 1300 ανοίγματα υπέστησαν από μικρές έως πλήρεις βλάβες, ενώ το άμεσο κόστος ανήλθε σε \$4.6 δις. Σοβαρότερες βλάβες υπέστησαν οι γέφυρες που σχεδιάστηκαν πριν την αναβάθμιση του αντισεισμικού κανονισμού. Σε πολλές θέσεις σημειώθηκαν αποκλεισμοί οδών λόγω κατάρρευσης ξύλινων κυρίως κτιρίων.</p>
<p>Chi-Chi, 21/9/1999, M=7.6. MCEER (2000), EERI (2001): Εκτεταμένες βλάβες στο οδικό δίκτυο των επαρχιών Taichung and Nantou, εξαιτίας διαρρήξεων ρήγματος, καταρρεύσεων ή σοβαρών βλαβών σε γέφυρες, εδαφικών καθιζήσεων και αστοχιών σε πρανή. Περίπου το 10% του συνόλου των γεφυρών της πληγείσας περιοχής υπέστη μέτριες έως σοβαρές βλάβες, κυρίως λόγω των μεγάλων μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. 12 τουλάχιστον γέφυρες κατέρρευσαν, 9 είχαν εκτενείς βλάβες και 16 μικρότερες. Η κυκλοφορία διακόπηκε σε 600 περίπου σημεία λόγω κατολισθήσεων.</p>
<p>Kocaeli, 17/8/99, M=7.4. Kawashima et al. (1999), Erdik (2000), Byers et al. (2000), EERI (2000): Εκτεταμένες βλάβες παρατηρήθηκαν στις υποδομές του δικτύου μεταφορών στις περιοχές Kocaeli και Sakarya, κυρίως λόγω διάρρηξης ρήγματος. Καθιζήσεις σημειώθηκαν στον οδικό άξονα Trans European Motorway (TEM). Σε αρκετές γέφυρες σημειώθηκαν μικρές έως μέτριες βλάβες, ενώ 2 κατέρρευσαν (Arifiye και Sakarya). Επίσης σοβαρές βλάβες καταγράφηκαν σε κτίρια διοδίων.</p>
<p>Niigata - Chuetsu Okii, 16/7/2007, M=6.6. Kayen et al. (2007), Niigata-ken Chuetsu, 23/10/2004 M=6.6. Aydan (2004), Bardet (2004): Στους δύο αυτούς σεισμούς καταγράφηκαν πολυάριθμες βλάβες στα δίκτυα μεταφορών, που σχετίζονται με εδαφικές αστοχίες λόγω κατολισθήσεων, ρευστοποίησης, πλευρικών εξαπλώσεων και καθιζήσεων. Μικρές έως μέτριες βλάβες σημειώθηκαν σε σήραγγες με επένδυση χωρίς οπλισμένο σκυρόδεμα.</p>
<p>L' Aquila, 6/4/2009, M=6.3. EERI (2009), Dolce et al. (2010): Μια γέφυρα επαρχιακής οδού κατέρρευσε, ενώ μικρές βλάβες υπέστησαν μερικές ακόμη. Σημειώθηκαν κατολισθήσεις που απέκλεισαν δρόμους σε ορεινές περιοχές, χωρίς να επηρεαστούν ιδιαίτερα οι μεταφορές.</p>
<p>Chile, 27/2/2010, M=8.8. Bray and Frost (2010): Ο σεισμός επηρέασε το οδικό δίκτυο σε μια ζώνη έκτασης 100x600km περίπου. Αν και η πλειονότητα των κατασκευών αποκρίθηκε ικανοποιητικά, αρκετές γέφυρες (>45) υπέστησαν βλάβες που σχετίζονται κυρίως με εδαφικές αστοχίες και ανεπάρκεια των θεμελιώσεων, αλλά και αστοχίες της ανωδομής λόγω ισχυρής εδαφικής κίνησης. Εκτεταμένες βλάβες σημειώθηκαν σε αυτοκινητοδρόμους λόγω καθιζήσεων και αστοχιών σε επιχώματα.</p>
<p>Darfield, 4/9/2010, M=7.1. Palermo et al. (2010): Οι βλάβες στο οδικό δίκτυο δεν ήταν εκτεταμένες, και με ελάχιστες εξαιρέσεις, η κυκλοφορία των οχημάτων στην περιοχή του Canterbury δεν επηρεάστηκε ιδιαίτερα. Σε γενικές γραμμές η συμπεριφορά των γεφυρών ήταν ικανοποιητική. Σε αρκετές περιπτώσεις παρατηρήθηκαν παραμορφώσεις λόγω ρευστοποίησης στο επίχωμα πρόσβασης. Διακοπή μικρής διάρκειας σε μια σήραγγα λόγω κατολισθήσεως βράχου στην είσοδο. Σημειώθηκαν μικρής διάρκειας διακοπές της κυκλοφορίας, προκειμένου να γίνει επιθεώρηση ή αποκατάσταση των βλαβών. Σε περιοχές όπου η αποκατάσταση των βλαβών στο οδόστρωμα λόγω ρευστοποίησης διήρκεσε μεγαλύτερο χρονικό διάστημα, δόθηκαν εναλλακτικές διαδρομές για την κυκλοφορία.</p>
<p>Christchurch, 22/2/2011, M=6.2. Palermo et al. (2011): Σε αρκετές θέσεις σημειώθηκαν κατολισθήσεις και διαρρήξεις του οδοστρώματος λόγω ρευστοποίησης του εδάφους. Μια άνω διάβαση 11 ανοιγμάτων (Moorthouse Overpass) υπέστη σοβαρές βλάβες στα βάθρα και παρέμεινε κλειστή για 5 εβδομάδες, ενώ αρκετές γέφυρες υπέστησαν βλάβες στη θεμελίωση και στο επίχωμα πρόσβασης λόγω ρευστοποίησης του εδάφους. Αγωγοί και καλώδια που διέρχονταν από γέφυρες υπέστησαν βλάβες.</p>

3.1.2 Σεισμικές βλάβες σε οδούς

Οι βλάβες κατά μήκος των οδικών αξόνων μπορεί να είναι άμεσες (π.χ. καθίζηση επιχώματος, θραύση οδοστρώματος), έμμεσες, λόγω αλληλεπιδράσεων με το δομημένο περιβάλλον (π.χ. λόγω κατάρρευσης παρακείμενων κτιρίων ή αστοχίας σε υποκείμενους αγωγούς) ή δευτερογενείς. Οι άμεσες βλάβες παρουσιάζονται τόσο εντός όσο και εκτός αστικού περιβάλλοντος, ενώ οι έμμεσες κατά κύριο λόγο εμφανίζονται σε αστικές περιοχές.

Άμεσες βλάβες σε οδούς

- Αποκλεισμός οδών λόγω βλαβών σε γέφυρες, άνω διαβάσεις, σήραγγες ή άλλα τεχνικά. Οι βλάβες των γεφυρών λόγω εδαφικής ταλάντωσης ή εδαφικής αστοχίας εξετάζονται παρακάτω, ωστόσο αποτελούν συχνή αιτία δυσλειτουργίας του δικτύου και αποκλεισμού της οδού που διέρχεται πάνω ή κάτω από το τεχνικό (Σχήμα 3.1.1).
- Βλάβες λόγω μετάθεσης ρήγματος (Σχήμα 3.1.1). Όταν η μετατόπιση των σεισμικών ρηγμάτων εκτείνεται μέχρι την επιφάνεια, παρατηρούνται οριζόντιες ή κατακόρυφες μόνιμες μετακινήσεις του εδάφους, που προκαλούν ανάλογες παραμορφώσεις στο οδόστρωμα. Η έκταση και το εύρος των μετακινήσεων εξαρτάται από τον τύπο και τη γεωμετρία του ρήγματος, το μέγεθος του σεισμού, την τοπογραφία, αλλά και το υλικό του οδοστρώματος.
- Θραύσεις οδοστρώματος ή αστοχίες επιχωμάτων λόγω ρευστοποίησης του εδάφους (Σχήμα 3.1.3). Αποτελεί ίσως την πιο συχνή αιτία βλαβών, καθώς οι μόνιμες παραμορφώσεις (καθιζήσεις, πλευρικές μετακινήσεις κτλ) λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους επιφέρουν θραύση του οδοστρώματος ή αστοχία επιχωμάτων. Τέτοιες περιπτώσεις έχουν παρατηρηθεί συχνά στον ελληνικό χώρο όπως για παράδειγμα στο σεισμό της Λευκάδας (2003), όπου το οδικό δίκτυο της πόλης υπέστη βλάβες λόγω καθιζήσεων του εδάφους. Ειδικότερα κοντά στην ακτογραμμή οι εδαφικές καθιζήσεις ήταν πιο έντονες εξαιτίας των πρόσφατων τεχνητών επιχωματώσεων και της επέκτασης προς τη θάλασσα. Ωστόσο, η κυκλοφορία των οχημάτων δεν επηρεάστηκε ιδιαίτερα.
- Βλάβες λόγω αστοχίας επιχωμάτων. Ένα πρηνές καθίσταται ασταθές κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, όταν οι διατμητικές τάσεις που απαιτούνται για τη διατήρηση της ισορροπίας, υπό το συνδυασμό στατικών και δυναμικών συνθηκών, υπερβούν τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή σε μια επιφάνεια θραύσης. Τότε παρατηρείται ολίσθηση στο πρηνές και βλάβες στη διερχόμενη οδό (Σχήμα 3.1.3, 3.1.4).



Σχήμα 3.1.1: Κλείσιμο οδού λόγω κατάρρευσης γέφυρας, σεισμός Loma Prieta, 1989.



Σχήμα 3.1.2: Θραύση οδοστρώματος λόγω μετάθεσης ρήγματος, σεισμός Kocaeli, 1999.



Θραύση οδοστρώματος, σεισμός
Λευκάδας, 2003



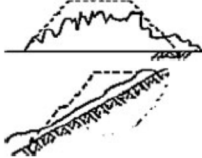


Θραύση οδοστρώματος και αστοχία επιχώματος,
σεισμός Niigata-ken Chuetsu, 2004



Αστοχία επιχώματος,
σεισμός Κοζάνης 1995.

Σχήμα 3.1.3: Βλάβες σε οδούς λόγω ρευστοποίησης.

Level of damage	Schematic diagram	Definition of damage
Minor		Surface slide of embankment at the top of slope only Minor cracks on the surface of a road
Medium		Deep slide of embankment or slump involving traffic lines Medium cracks on the surface of a road and/or settlement of embankment
Serious		Serious slump of embankment Serius slide of embankment

Σχήμα 3.1.4: Τύποι βλάβης σε επιχώματα (JRA 2007, after Ohkubo et al. 2009).

Έμμεσες βλάβες σε οδούς

- Αποκλεισμός της οδού λόγω μερικής ή ολικής κατάρρευσης παρακείμενων κτιρίων. Σε περιοχές με πυκνή δόμηση, υψηλά κτίρια με συνεχές σύστημα δόμησης και μικρές αποστάσεις της πρόσοψής τους από την οδό, υπάρχει κίνδυνος αποκλεισμού της οδού εξαιτίας των συντριμμιών που θα προκύψουν ύστερα από εκτενείς βλάβες ή καταρρεύσεις κτιρίων προς την πλευρά της οδού (Σχήμα 3.1.5).
- Διακοπή της κυκλοφορίας λόγω κατολισθήσεων πρανών που βρίσκονται ανάντη της οδού. Η αστοχία των πρανών προκαλεί πτώση εδαφικών ή βραχωδών υλικών στο κατάστρωμα της οδού με αποτέλεσμα τη μερική ή πλήρη παρεμπόδιση της κυκλοφορίας. Παραδείγματα του ελληνικού χώρου είναι ο σεισμός της Λευκάδας (2003) και της Κεφαλλονιάς (2014), όπου σε αρκετές θέσεις του δικτύου η κυκλοφορία των οχημάτων διακόπηκε πλήρως ή μερικώς λόγω κατολισθήσεων (Σχήμα 3.1.6).
- Παρεμπόδιση της κυκλοφορίας λόγω ανατροπής πυλώνων του δικτύου ηλεκτρικής ενέργειας ή τηλεπικοινωνιών.
- Μερικός ή ολικός αποκλεισμός της οδού λόγω αστοχίας ή/και διαρροής υποκείμενων αγωγών ύδρευσης/αποχέτευσης ή φυσικού αερίου (Σχήμα 3.1.8).
- Καθιζήσεις οδών λόγω αστοχίας υποκείμενων σηράγγων, σταθμών κτλ (Σχήμα 3.1.8).
- Αστοχία/ ανατροπή τοίχων αντιστήριξης ανάντη της οδού.

Δευτερογενείς επιπτώσεις σε οδούς

- Μερικός ή ολικός αποκλεισμός λόγω του κινδύνου κατάρρευσης κτιρίων με εκτενείς βλάβες (π.χ. από μετασεισμούς) ή εξαιτίας εργασιών κατεδάφισης ή αποκατάστασης κτιρίων (Σχήμα 3.1.7).
- Αποκλεισμός λόγω εργασιών αποκατάστασης βλαβών σε παρακείμενα ή υποκείμενα δίκτυα ύδρευσης, αποχέτευσης, φυσικού αερίου, τηλεπικοινωνιών και ηλ. ενέργειας.

- Δυσλειτουργία του συστήματος σηματοδότησης και φωτισμού εξαιτίας βλαβών του δικτύου ηλεκτρικής ενέργειας.
- Αύξηση της χρήσης του οδικού δικτύου λόγω βλαβών στα άλλα μεταφορικά δίκτυα (π.χ. μετρό, σιδηρόδρομος).

Συμπερασματικά, οι οδοί παρουσιάζουν επιδεκτικότητα σε ποικίλες μορφές σεισμικών βλαβών, τόσο άμεσων όσο και έμμεσων. Οι τοπικές γεωτεχνικές και τοπογραφικές συνθήκες, καθώς και το πλησίον δομημένο περιβάλλον, σε συνδυασμό με τα γεωμετρικά και κατασκευαστικά χαρακτηριστικά της οδού αποτελούν καθοριστικούς παράγοντες.



Σεισμός Duzce, 1999.



Σεισμός Θεσσαλονίκης, 1976.



Κατάρρευση 5-όροφης οικοδομής, σεισμός Πάρνηθας 1999.

Σχήμα 3.1.5: Αποκλεισμός οδών λόγω κατάρρευσης κτιρίων.



Σχήμα 3.1.6: Διακοπή της κυκλοφορίας λόγω κατολισθήσεων, σεισμός Λευκάδας, 2003.

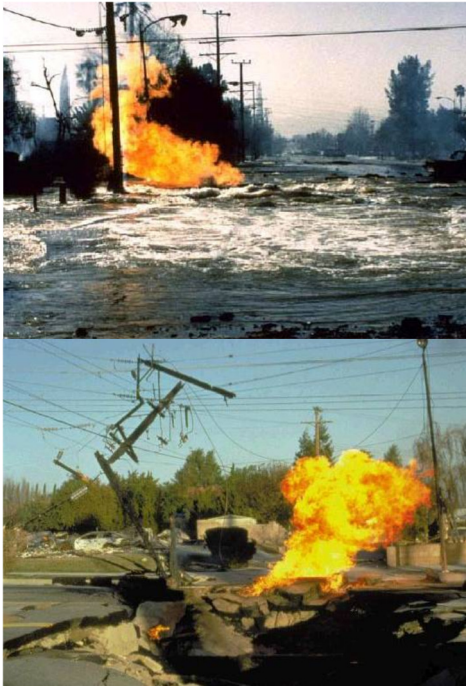


Κίνδυνος ολικής κατάρρευσης, σεισμός Πάρνηθας 1999.



Εργασίες κατεδάφισης κτιρίου, σεισμός Duzce 1999.

Σχήμα 3.1.7: Δευτερογενείς επιδράσεις σεισμού στο οδικό δίκτυο.



Αποκλεισμός οδών λόγω διαρροής αγωγών ύδρευσης και αερίου, σεισμός Northridge, 1994



Καθίζηση οδού λόγω αστοχίας υποκείμενης κατασκευής μετρό, σεισμός Kobe, 1995.

Σχήμα 3.1.8: Έμμεσες βλάβες σε οδούς.

3.1.3 Σεισμικές βλάβες σε γέφυρες

Δεν υπάρχουν καταγεγραμμένες σημαντικές βλάβες από σεισμούς σε γέφυρες του ελληνικού χώρου. Η καλή εν γένει σεισμική συμπεριφορά σε σχέση με τα μεγέθη των σεισμών, η τυπολογία των ελληνικών γεφυρών, καθώς και η φύση των σεισμών (π.χ. μικρής διάρκειας) συντελούν στη μέχρι σήμερα έλλειψη βλαβών (ΟΑΣΠ 2002). Σημειώνεται ότι στο σεισμό της Πάρνηθας, (1999, $M_w=5.9$), που αποτελεί τον τελευταίο σεισμό που έπληξε μεγάλο αστικό κέντρο, δεν αναφέρθηκαν ζημιές σε γέφυρες (Dimitriou et al. 2000, Romonis 2002) παρά τις σχετικά μεγάλες εδαφικές επιταχύνσεις που κατεγράφησαν. Στον σεισμό της ΒΔ

Πελοποννήσου (2008, $M=6.5$), παρατηρήθηκαν ρωγμές επί του οδοστρώματος σε μία γέφυρα στον οικισμό της Κάτω Αχαΐας, εγκάρσια στο διαμήκη άξονα της οδού, και πλησίον των ακροβάθρων. Οι ρωγμές αυτές πρέπει να προϋπήρχαν, ενώ με το σεισμό πιθανότατα να προκλήθηκε κάποια διεύρυνση τους (ΙΤΣΑΚ 2008). Μικρού βαθμού ζημιές υπέστη η γέφυρα στο Ρύμνιο, κατά το σεισμό της Κοζάνης (1995, $M_s=6.6$), λόγω καθιζήσεων από ρευστοποίηση και πλευρικής εξάπλωσης του επιχώματος πρόσβασης στο ακρόβαθρο (Τίκα και συν. 1997). Κατά τον σεισμό της Κατούνας (1966, $M=6.5$) σημειώθηκαν εκτενείς βλάβες στη γέφυρα της οδού Αγρινίου-Αμφιλοχίας, στη λίμνη της Αμβρακίας, ύστερα από βύθιση των λιθόκτιστων βάθρων λόγω ρευστοποίησης του εδάφους (Ζέρβας 1987).

Είναι χαρακτηριστικό ότι σπάνια έχουν συμβεί βλάβες για σεισμούς με μεγέθη μικρότερα του 6.0, χωρίς να σημαίνει ότι το μέγεθος από μόνο του αποτελεί κριτήριο προσδιορισμού της έκτασης των βλαβών (Yashinsky and Karshenas 2003). Ωστόσο, οι γέφυρες αποτελούν ιδιαίτερα τρωτές κατασκευές, που σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού ενδέχεται να υποστούν βλάβες με σημαντικές επιπτώσεις στις μεταφορές (Σχήμα 3.1.9).



Σχήμα 3.1.9: Κατάρρευση γέφυρας κατά το σεισμό του San Fernando 1971 (ΗΠΑ) με αποτέλεσμα την παρεμπόδιση της πρόσβασης σε κοντινό νοσοκομείο.

Ο επισκόπηση της συμπεριφοράς των γεφυρών σε προηγούμενους σεισμούς αποτελεί σημαντικό βήμα στην κατανόηση της επιρροής των επιμέρους χαρακτηριστικών σχεδιασμού και κατασκευής στην σεισμική απόκριση. Γενικά, η έκταση των σεισμικών βλαβών μιας γέφυρας ποικίλει από μικρές ρηγματώσεις και μετακινήσεις έως πλήρη κατάρρευση, ενώ εξαρτάται από το δομικό τύπο και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες, την ηλικία και κατάσταση, καθώς και τα χαρακτηριστικά του εδάφους. Οι βλάβες είναι δυνατό να προκληθούν εξαιτίας σεισμικής εδαφικής ταλάντωσης, αστοχίας του υποκείμενου εδάφους (π.χ. λόγω ρευστοποίησης), διασταύρωσης με σεισμικό ρήγμα), δευτερογενών φαινομένων ή συνδυασμού των παραπάνω (Yashinsky and Karshenas 2003).

Βλάβες σχετιζόμενες με το υπέδαφος θεμελίωσης

Γέφυρες θεμελιωμένες σε μαλακές αργίλους ή ιλεις, χαλαρές κορεσμένες άμμους ή επιχωματώσεις έχουν παρουσιάσει βλάβες λόγω ενίσχυσης της σεισμικής εδαφικής κίνησης ή εξαιτίας αστοχίας του εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού (Σχήμα 3.1.10). Σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών «κοντινού πεδίου» σε εδάφη μικρής αντοχής, προκαλούνται συνήθως μεγάλες μετακινήσεις και αντίστοιχα μεγάλες εδαφικές ταχύτητες, οι οποίες

μπορούν να προκαλέσουν την αστοχία στο επίπεδο της θεμελίωσης και ανεπιθύμητες ταλαντώσεις μεγάλου πλάτους στην ανωδομή. Σε περιπτώσεις μακρινών ισχυρών σεισμών παρόλη την εξασθένηση της εδαφικής ταλάντωσης τα παραπάνω εδάφη είναι δυνατόν να προκαλέσουν σημαντική ενίσχυση της σεισμικής κίνησης σε υψηλότερες περιόδους, με αποτέλεσμα την πρόκληση βλαβών, σε συνδυασμό με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής (φαινόμενο συντονισμού).

Η ρευστοποίηση του εδάφους (κορεσμένα στρώματα χαλαρών άμμων και ιλύων) έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία του εδάφους, την πρόκληση εκτεταμένων πλευρικών μετακινήσεων ή καθιζήσεων και κατ' επέκταση την αστοχία γεφυρών λόγω μετακίνησης της θεμελίωσης και των βάθρων. Τέτοιες βλάβες παρατηρούνται συνήθως σε γεφυρώσεις ποταμών. Σε αρκετές περιπτώσεις ανωδομής με μορφή αμφιέριστων δοκών, έχει παρατηρηθεί μετατόπιση έως και κατάρρευση τμημάτων της (π.χ. Alaska 1964, Niigata 1964, Costa Rica 1990, Kobe 1995, Chile 2010), ενώ ανοίγματα με μεγάλη λοξότητα είναι πιο επιρρεπή (Priestley et al. 1996).

Σε περιπτώσεις γεφυρών που εδράζονται σε πρηνή, οι κατολισθήσεις είναι μια σημαντική αιτία αστοχίας, καθώς η μετακίνηση του υποκείμενου εδάφους μπορεί να προκαλέσει μετατοπίσεις και στροφές των υποστυλωμάτων και των ακροβάθρων και στη συνέχεια κατάρρευση της στηριζόμενης ανωδομής. Τέλος, οι μεγάλες καθιζήσεις λόγω ρευστοποίησης ή δυναμικής συνίζησης στο επίχωμα πρόσβασης προς τη γέφυρα είναι δυνατό να εμποδίσουν τη χρήση της ακόμη και αν η ίδια η κατασκευή δεν έχει υποστεί βλάβες.



Αστοχία λόγω ρευστοποίησης. Γέφυρα Showa, σεισμός Niigata (1964).



Καθίζηση βάθρου λόγω ρευστοποίησης. Γέφυρα Juan Pablo II, σεισμός Chile (2010).



Αστοχία λόγω ρευστοποίησης. Γέφυρα Nishihomiya, σεισμός Kobe (1995).



Αστοχία λόγω διάρρηξης ρήγματος. Γέφυρα Arifiye, σεισμός Kocaeli (1999).

Σχήμα 3.1.10: Παραδείγματα κατάρρευσης της ανωδομής γεφυρών λόγω εδαφικής αστοχίας.

Βλάβες λόγω αστοχίας μεσοβάθρων

Σε αρκετές περιπτώσεις σεισμών (π.χ. Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995) παρουσιάστηκαν βλάβες σε υποστυλώματα μεσοβάθρων. Οι πιο συνήθεις μορφές αστοχιών είναι οι παρακάτω (Yashinsky and Karshenas 2003, Kawashima 2000, Priestley et al. 1996, ΟΑΣΠ 2002):

- Διατμητική αστοχία. Ο ανεπαρκής εγκάρσιος οπλισμός, η μη τήρηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και η υπέρβαση της αντοχής σε διάτμηση είχε ως αποτέλεσμα την πρόκληση σημαντικών σεισμικών βλαβών (Σχήμα 3.1.11). Είναι χαρακτηριστικό ότι έξι από τις επτά καταρρεύσεις γεφυρών στο σεισμό του Northridge, 1994, οφείλονταν σε διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων (Seible and Priestley 1999). Ειδικότερα σε περιπτώσεις ανισοϋψίας βάθρων, τα κοντύτερα υποστυλώματα καλούνται να παραλάβουν πολύ μεγαλύτερο μέρος των αδρανειακών δυνάμεων σε σχέση με τα υψηλότερα, οπότε παρουσιάζουν πολύ μεγαλύτερο βαθμό βλάβης.
- Καμπτική αστοχία. Ο ελλιπής αντισεισμικός σχεδιασμός των παλαιότερων γεφυρών δεν παρείχε επαρκή πλαστιμότητα στα βάθρα, με αποτέλεσμα να παρουσιάζονται πλαστικές αρθρώσεις λόγω κάμψης, με εκτενείς βλάβες έως και κατάρρευση (Σχήμα 3.1.11).
- Εξόλκευση των διαμήκων οπλισμών λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης κυρίως κοντά στη θεμελίωση. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η αστοχία ενός μεγάλου αριθμού βάθρων κατά τον σεισμό του Kobe (1995), που οφείλεται στον πρόωρο τερματισμό του διαμήκους οπλισμού (Priestley et al. 1996).

Βλάβες λόγω αστοχίας ακροβάθρων

Οι βλάβες σε ακρόβαθρα σχετίζονται κυρίως με τις αυξημένες σεισμικές ωθήσεις γαιών στο επίχωμα πρόσβασης, καθώς και λόγω μεταφοράς σεισμικών δυνάμεων από την ανωδομή, οπότε προκαλείται στροφή και μετακίνηση του ακροβάθρου χωρίς συνήθως να επέρχεται η κατάρρευση (Σχήμα 3.1.11). Επιπλέον, παρατηρήθηκαν ρωγμές και αστοχίες των διατμητικών τόρμων και των πτερυγότοιχων. Κατά το σεισμό του Northridge (1994), από τις 212 γέφυρες που υπέστησαν βλάβες πάνω από τις μισές παρουσίασαν κάποιο βαθμό βλάβης σε ακρόβαθρα (EERI 1995b).

Βλάβες λόγω αστοχίας εφεδράνων

Η αστοχία των εφεδράνων αποτελεί συχνή αιτία βλαβών, όπως για παράδειγμα κατά το σεισμό του Kobe (1995), (Bruneau 1998, Cooper and Buckle 1995). Τα μεταλλικά και κινητά εφέδρανα παρουσίασαν τις εκτενέστερες βλάβες, ενώ τα ελαστομερή έχουν καλύτερη συμπεριφορά (Kawashima and Unjoh 1997).

Βλάβες λόγω αστοχίας της θεμελίωσης

Αρκετές βλάβες επιφανειακών θεμελιώσεων γεφυρών παρατηρήθηκαν στο σεισμό του Kobe. Γενικά δεν έχουν καταγραφεί πολλές βλάβες σε γέφυρες λόγω αστοχιών στη θεμελίωση, κυρίως διότι ειδικά τα τελευταία χρόνια οι περισσότερες θεμελιώσεις είναι με πασσάλους. Συνήθως οι αστοχίες σε θεμελίωση με πασσάλους συνδέονται με φαινόμενα ρευστοποίησης, όπως π.χ. οι μόνιμες εδαφικές πλευρικές μετακινήσεις (Meymand 1998). Επιπλέον, η

εξόλκευση του διαμήκους σπλισμού λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης, καθώς και η ανεπαρκής διατμητική και καμπτική αντοχή είναι βασικές αιτίες αστοχιών σε θεμελιώσεις (Priestley et al. 1996, επίσης επισκόπηση και αξιολόγηση σεισμικών βλαβών σε πασσαλοθεμελιώσεις Ροβίθης 2007).

Βλάβες λόγω αστοχίας της ανωδομής

Η συνηθέστερη μορφή αστοχίας της ανωδομής, σχετίζεται με την αστοχία των εφεδράνων που προαναφέρθηκε, καθώς υπάρχουν πολλά παραδείγματα, όπου εξαιτίας της διαφορικής διέγερσης κατά τη διαμήκη διεύθυνση, οι αναπτυσσόμενες διαφορικές μετακινήσεις υπερέβησαν το διαθέσιμο μήκος έδρασης του φορέα σε ακραίες ή ενδιάμεσες στηρίξεις με αποτέλεσμα την εκτεταμένη μετατόπιση ή ανατροπή του καταστρώματος (Σχήμα 3.1.12). Επίσης, η απουσία ή ανεπάρκεια σεισμικών συνδέσμων (προσκραυστήρων) αποτελεί αιτία αστοχίας της ανωδομής, κυρίως σε παλαιότερες κατασκευές. Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας παρουσιάζεται κυρίως σε γέφυρες αμφιέριστων πολλαπλών ανοιγμάτων με υψηλά υποστυλώματα, ενώ η μεγάλη λοξότητα των ανοιγμάτων αποτελεί δυσμενή παράγοντα για τη συμπεριφορά της ανωδομής (Priestley et al. 1996).



Διατμητική αστοχία βάθρου, Hanshin Expressway, σεισμός Kobe (1995).



Διατμητική αστοχία βάθρου, Takashio Viaduct, Route 3, σεισμός Kobe (1995).



Διατμητική αστοχία και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης, Mission Gothic Undercrossing, σεισμός Northridge (1994).



Αστοχία βάθρων, ανεπαρκές μήκος υπερκάλυψης διαμήκους σπλισμού, Fukae, Hansin Expressway, σεισμός Kobe (1995).



Αστοχία βάθρου λόγω κάμψης, σεισμός Kobe (1995).



Στροφή και μετατόπιση ακροβάθρου, γέφυρα Rio Banano, σεισμός Costa Rica (1990).

Σχήμα 3.1.11: Παραδείγματα βλαβών σε γέφυρες λόγω αστοχίας των βάθρων.



Ανατροπή του καταστρώματος, Gavin Canyon Undercrossing.



Μετατόπιση του καταστρώματος σε ενδιάμεσο αρμό, I-5/SR14 Interchange.

Σχήμα 3.1.12: Παραδείγματα βλαβών σε γέφυρες λόγω αστοχίας ανωδομής, σεισμός Northridge (1994).

Άλλες μορφές βλαβών

Άλλες δευτερογενείς μορφές σεισμικών βλαβών σε γέφυρες σχετίζονται με κατάρρευση γειτονικών κτιρίων, πρόσκρουση σε γειτονικές κατασκευές, πυρκαγιές, πλημμύρες ή τσουνάμι. Επίσης, βλάβες λόγω αστοχίας και διαρροής αγωγών ύδρευσης υψηλής πίεσης, διερχόμενων κάτω από γέφυρες, με αποτέλεσμα την υποσκαφή του εδάφους θεμελίωσης (π.χ. Balboa Boulevard Overcrossing, SR118 στο σεισμό του Northridge, 1994).

Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας, οι γέφυρες *υψηλότερης σεισμικής τρωτότητας* είναι κυρίως αυτές των πολλαπλών ανοιγμάτων που παρουσιάζουν ένα ή περισσότερα από τα παρακάτω χαρακτηριστικά (Penzien 2001, Buckle 1991):

- Υποστυλώματα μικρής ή καθόλου πλαστιμότητας, με ανεπαρκή διατμητική αντοχή, κοντά υποστυλώματα δίπλα σε υψηλότερα μεγαλύτερης ευκαμψίας.
- Ανεπαρκής αγκύρωση των διαμήκων οπλισμών, κυρίως κοντά στη θεμελίωση.
- Ανεπαρκής αντοχή εφεδράνων και διατμητικών τόρμων.
- Μη συνεχές κατάστρωμα, με ανεπαρκή μήκη έδρασης του φορέα σε ενδιάμεσες στηρίξεις ή αρθρώσεις και απουσία προσκρουστήρων.
- Μεσόβαθρα ή ακρόβαθρα με μεγάλη λοξότητα.
- Μη τήρηση κατασκευαστικών λεπτομερειών, κυρίως στα σημεία σύνδεσης.
- Βρίσκονται κοντά σε ενεργά ρήγματα, πάνω ή κοντά σε ασταθή πρηνή, σε εδάφη με υψηλή πιθανότητα ρευστοποίησης, σε μαλακά εδάφη.

Ως γέφυρες χαμηλής σεισμικής τρωτότητας χαρακτηρίζονται οι εξής:

- Γέφυρες ενός ανοίγματος, εδραζόμενες είτε μονολιθικά είτε μέσω εφεδράνων, επαρκές μήκος έδρασης και ικανοποιητική σύνδεση στα ακρόβαθρα.
- Γέφυρες με περισσότερα του ενός ανοίγματα, με συνεχές κατάστρωμα που συνδέεται με τα μεσόβαθρα είτε μονολιθικά είτε μέσω εφεδράνων, έχει επαρκές μήκος έδρασης και ικανοποιητική σύνδεση στα ακρόβαθρα και δεν φέρουν ενδιάμεσες αρθρώσεις.
- Γέφυρες με συστήματα αντισεισμικής προστασίας, όπως η σεισμική μόνωση, που μειώνει τη δράση των σεισμικών δυνάμεων και ελέγχει τις μεγάλες μετακινήσεις της ανωδομής.

3.1.4 Σεισμικές βλάβες σε σήραγγες

Οι σήραγγες αποδείχτηκαν ως λιγότερο τρωτές σε σχέση με τις επίγειες κατασκευές, ωστόσο εξακολουθούν να είναι επιδεκτικές σεισμικών βλαβών, ειδικότερα σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα και σε εδαφικές συνθήκες που είτε ενισχύουν σημαντικά τη σεισμική ταλάντωση είτε έχουν υψηλή πιθανότητα εμφάνισης μονίμων παραμορφώσεων (Dowding and Rozen 1978, Owen and Scholl 1981, Wang 1985, Sharma and Judd 1991, Wang 1993, Power et al. 1998, Asakura and Sato 1998, ALA 2001a,b, Wang et al. 2001).

Βλάβες σε σήραγγες λόγω εδαφικής αστοχίας

- Βλάβες λόγω διάρρηξης ρήγματος: Όταν η σήραγγα διασταυρώνεται με κάποιο ρήγμα είναι πιθανό να συμβούν μετατοπίσεις στο σώμα της.
- Βλάβες λόγω ρευστοποίησης: Όταν η σήραγγα βρίσκεται πάνω από μια ζώνη ρευστοποίησης είναι δυνατό να παρουσιάσει βλάβες λόγω των αναπτυσσόμενων πλευρικών ωθήσεων ή των καθιζήσεων και διαφορικών μετακινήσεων. Επίσης, όταν βρίσκεται εντός ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης ενδέχεται να παρουσιάσει βλάβες.
- Βλάβες λόγω κατολισθήσεων: Σε σήραγγες που διέρχονται από περιοχές με έντονο ανάγλυφο είναι δυνατό να προκληθούν βλάβες λόγω ολίσθησης εδαφικών τεμαχίων. Επίσης λόγω κατολισθήσεων μπορεί να αποκλεισθούν ή να υποστούν βλάβες οι είσοδοι της σήραγγας.

Βλάβες σε σήραγγες λόγω εδαφικής ταλάντωσης

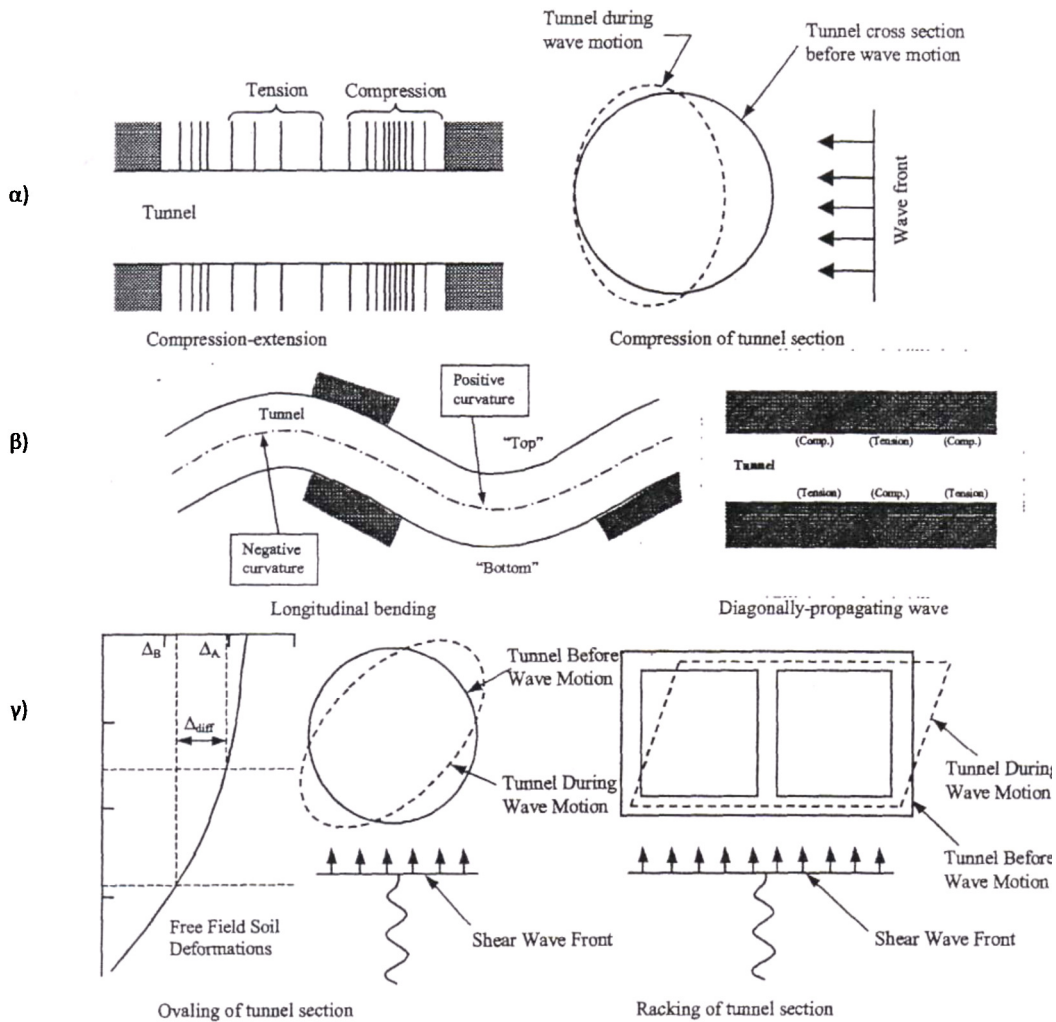
Οι βλάβες από εδαφική ταλάντωση είναι λιγότερο συχνές, ειδικότερα στις σήραγγες σε βράχο, ωστόσο μπορεί να είναι σημαντικές σε σήραγγες μικρού βάθους εντός αλλουβιακών αποθέσεων. Η εδαφική ταλάντωση αναφέρεται στον κραδασμό του εδάφους που παράγεται κατά τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων. Καθώς το έδαφος παραμορφώνεται από τα διαδιδόμενα κύματα, το σώμα της σήραγγας που είναι εντός του εδάφους επίσης παραμορφώνεται. Αν η κατασκευή έχει ανεπαρκή πλαστιμότητα και ευκαμψία σε σχέση με τις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις και τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη υπερβούν τη διαθέσιμη αντοχή της διατομής, θα παρουσιαστούν αστοχίες. Οι μορφές των παραμορφώσεων είναι οι εξής (Σχήμα 3.1.13):

- Αξονική συμπίεση/εφελκυσμός λόγω διάδοσης σεισμικών κυμάτων κατά το διαμήκη άξονα της σήραγγας.
- Κάμψη κατά τη διαμήκη διεύθυνση λόγω σεισμικών κυμάτων που διαδίδονται εγκάρσια στο διαμήκη άξονα της σήραγγας.
- Παραμόρφωση κατά την εγκάρσια διεύθυνση της σήραγγας από διατμητικά σεισμικά κύματα που διαδίδονται κατακόρυφα ή σχεδόν κατακόρυφα, προκαλώντας ωοειδή παραμόρφωση (ovaling) για κυκλικές διατομές και παραμόρφωση διατμητικού τύπου racking για ορθογωνικές.

Το μέγεθος της επιπόνησης της επένδυσης, λόγω της διάδοσης σεισμικών κυμάτων, εξαρτάται από τη σχέση της διαμέτρου της σήραγγας προς το μήκος του σεισμικού κύματος. Συνήθως, το τυπικό άνοιγμα της σήραγγας (10-15m) είναι πολύ μικρότερο από τα χαρακτηριστικά μήκη κύματος (100-500m) και συνεπώς οι διαφορικές μετακινήσεις των εκατέρωθεν παρειών της είναι μικρές, οπότε και η αναπτυσσόμενη πρόσθετη ένταση της επένδυσης είναι μικρή. Ωστόσο, σε περιπτώσεις πολύ μαλακών εδαφών, όπου τα χαρακτηριστικά μήκη των σεισμικών κυμάτων είναι αρκετά μικρότερα (30-100m), καθώς και σε περιπτώσεις σήραγγων που διασχίζουν διεπιφάνειες μεταξύ εδαφικών σχηματισμών με σημαντική διαφορά των μέτρων ελαστικότητας, παρατηρείται μεγέθυνση και συγκέντρωση των σεισμικών παραμορφώσεων, με αποτέλεσμα την αυξημένη επιπόνηση της επένδυσης και την εμφάνιση βλαβών.

Γενικά ο βαθμός βλάβης λόγω ταλάντωσης εξαρτάται από το σχήμα, τις διαστάσεις και το βάθος της κατασκευής, τη σχετική δυσκαμψία του περιβάλλοντος εδάφους και της κατασκευής και την ένταση του σεισμικού κραδασμού. Οι βλάβες σχετίζονται με αποφλοιώσεις του σκυροδέματος και ρωγμές ποικίλου εύρους στην επένδυση, καταπτώσεις τεμαχίων της οροφής και των πλευρικών τοιχωμάτων ή ανύψωση του δαπέδου. Η παραμόρφωση της *κυκλικής διατομής (ovaling)* προκαλείται από σεισμικά κύματα διαδιδόμενα σε επίπεδα εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πρόσθετων τάσεων. Λόγω του ανακυκλιζόμενου χαρακτήρα τους μπορούν να είναι είτε θλιπτικές, οπότε προστίθενται στις ήδη υπάρχουσες στατικές με πιθανή υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής, είτε εφελκυστικές που μπορεί να υπερβούν τις υπάρχουσες στατικές, οπότε στην τελική συνδυασμένη εντατική κατάσταση να επικρατεί ο εφελκυσμός. Οι

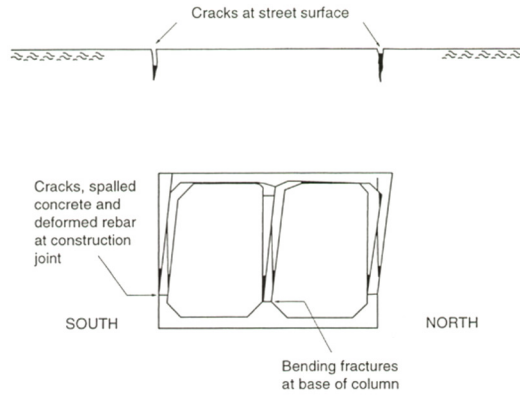
σήραγγες ορθογωνικής διατομής (*cut & cover*) χαρακτηρίζονται ως πιο τρωτές, καθώς γενικά κατασκευάζονται σε μικρά βάθη, όπου οι εδαφικές παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες, αλλά και η ένταση της σεισμικής διέγερσης είναι μεγαλύτερη εξαιτίας της χαμηλότερης δυστημσίας του εδάφους και της ενίσχυσης της σεισμικής κίνησης. Επιπλέον, οι διαστάσεις τους είναι μεγαλύτερες από τις κυκλικές, ενώ το κιβωτιοειδές πλαίσιο δεν μεταφέρει τα στατικά φορτία το ίδιο αποτελεσματικά όπως μια κυκλική διατομή. Το αποτέλεσμα είναι η κατασκευή πλακών και τοιχωμάτων μεγαλύτερου πάχους, μεγαλύτερης δυσκαμψίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση και με μικρότερη ανοχή σε στροφές. Υπό την επίδραση σεισμικής φόρτισης η ορθογωνική σήραγγα υπόκειται σε πρόσθετες διαμητικές τάσεις (*racking*), οι οποίες στην περίπτωση άκαμπτης διατομής ενδέχεται να προκαλέσουν αστοχίες, με πιο κρίσιμες περιοχές στα σημεία σύνδεσης της πλάκας οροφής και δαπέδου με τα τοιχώματα, τα οποία και καταπονούνται περισσότερο. Στο Σχήμα 3.1.14 απεικονίζονται μορφές βλάβης σε σήραγγες κατά το σεισμό του Kobe, ενώ στα Σχήματα 3.1.15, 3.1.16 δίνονται ορισμένα συγκεντρωτικά στοιχεία από εμπειρικά δεδομένα.



Σχήμα 3.1.13: Τυπικές μορφές παραμόρφωσης σηράγγων λόγω σεισμικής ταλάντωσης: α) Αξονική συμπίεση/εφελκυσμός, β) κάμψη κατά τη διαμήκη διεύθυνση, γ) Παραμόρφωση κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Wang 1993).

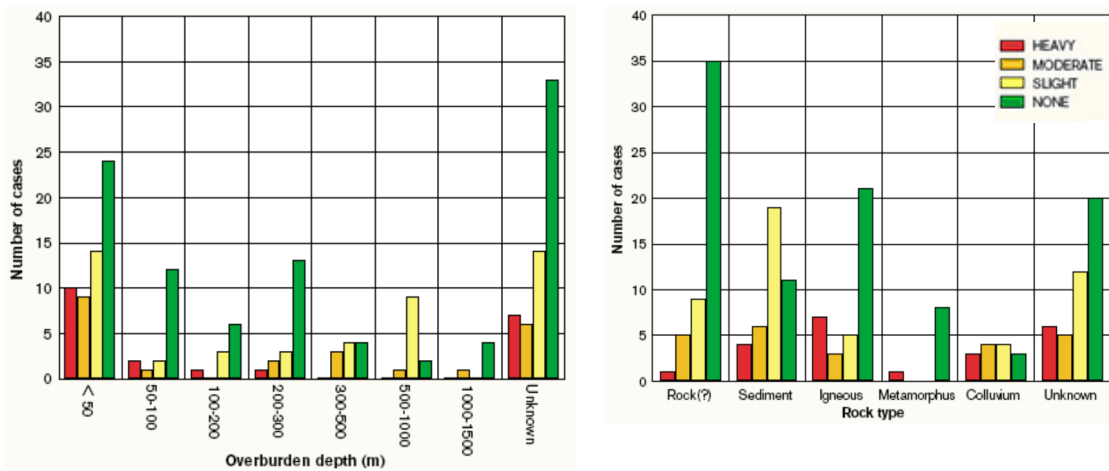


Βλάβες στη σήραγγα Rokko

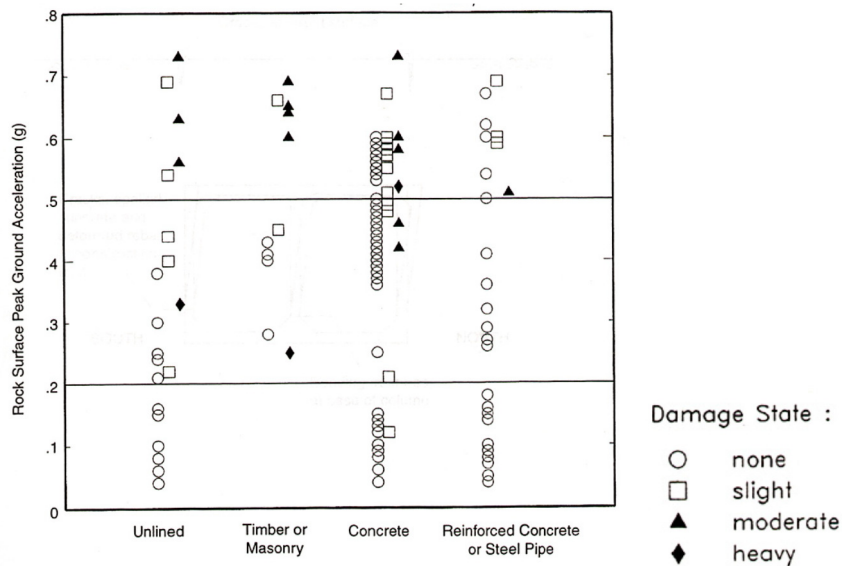


Βλάβες σήραγγας Kobe Rapid Transit Railway

Σχήμα 3.1.14: Αποτύπωση βλαβών σε σήραγγες, σεισμός Kobe, 1995 (Power et al. 1998).



Σχήμα 3.1.15: Επίδραση του βάθους σήραγγας (αριστερά) και του τύπου εδάφους (δεξιά) στο βαθμό βλάβης (Sharma and Judd 1991).



Σχήμα 3.1.16: Κατανομή βλαβών σε σήραγγες με διάνοιξη λόγω εδαφικής ταλάντωσης, συναρτήσει της PGA και του τύπου επένδυσης (χωρίς, τοιχοποιίας ή ξύλου, σκυροδέματος, οπλισμένου σκυροδέματος ή μεταλλικών αγωγών) (Power et al. 1998).

3.1.5 Καμπύλες τρωτότητας

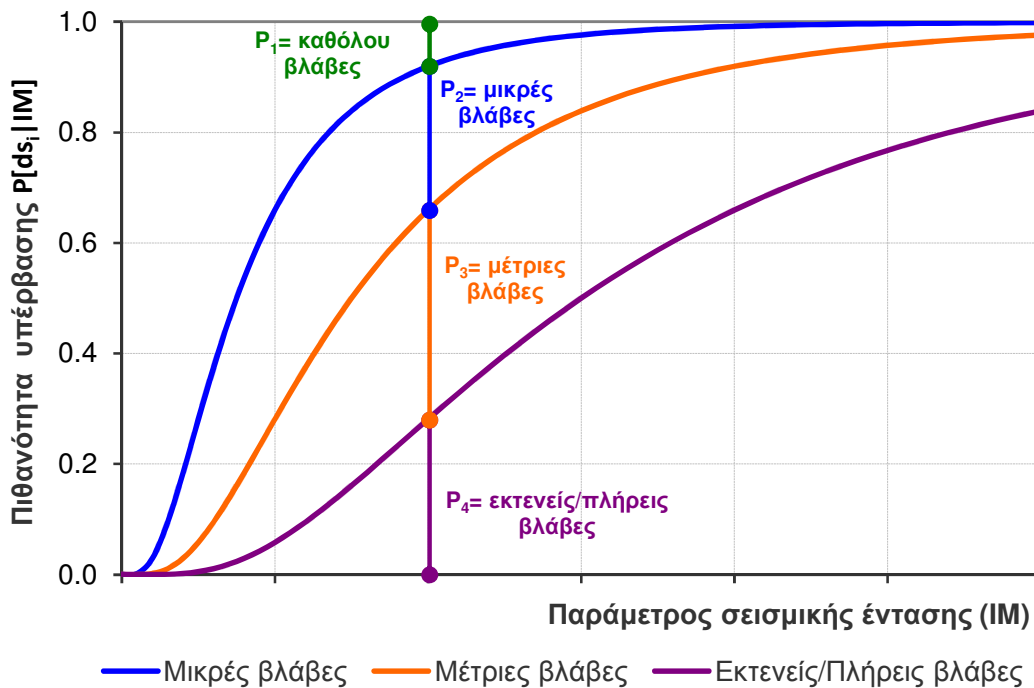
Ορισμοί

Η αποτίμηση της τρωτότητας συνίσταται στην ποσοτικοποίηση του ενδεχόμενου βαθμού βλάβης ως συνάρτηση της στάθμης της σεισμικής έντασης. Στο πλαίσιο μελέτης της σεισμικής διακινδύνευσης ενός αυτοκινητοδρόμου, ο προσδιορισμός της τρωτότητας κάθε συνιστώσας γίνεται μέσω κατάλληλων συναρτήσεων ή δεικτών τρωτότητας.

Οι καμπύλες τρωτότητας αποτελούν το πλέον εύχρηστο εργαλείο για την αποτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης κτιρίων, δικτύων κοινής ωφέλειας και υποδομών (Calvi et al. 2006, Pitilakis et al. 2014). Δίνουν την πιθανότητα το υπό εξέταση στοιχείο να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί μια δεδομένη στάθμη βλάβης (π.χ. μικρές, μέτριες, εκτενείς, πλήρεις βλάβες) σε συγκεκριμένη σεισμική ένταση. Στο Σχήμα 3.1.17 δίνεται η γραφική απεικόνιση ενδεικτικών καμπυλών τρωτότητας. Οι πιθανότητες $P[ds=i]$ να βρίσκεται το υπό μελέτη στοιχείο σε κάθε στάθμη βλάβης (ds_i), υπολογίζονται μέσω των πιθανοτήτων υπέρβασης $P[ds \geq i]$. Για την περίπτωση τεσσάρων σταθμών βλάβης ($i=0, 1, 2, 3$) ισχύει:

- $P_0(=\text{καθόλου}) = 1.0 - P(ds \geq \text{μικρές})$
- $P_1(=\text{μικρές}) = P(ds \geq \text{μικρές}) - P(ds \geq \text{μέτριες})$
- $P_2(=\text{μέτριες}) = P(ds \geq \text{μέτριες}) - P(ds \geq \text{εκτενείς/πλήρεις})$
- $P_3(=\text{εκτενείς/πλήρεις}) = P(ds \geq \text{εκτενείς/πλήρεις})$

Το άθροισμα αυτών των πιθανοτήτων είναι ίσο με 1.00.



Σχήμα 3.1.17: Παράδειγμα καμπυλών τρωτότητας.

Οι καμπύλες τρωτότητας συνήθως περιγράφονται μέσω συναρτήσεων σωρευτικής κατανομής, όπως κανονική, λογαριθμοκανονική, διωνυμική ή κατανομή βήτα. Η περίπτωση της λογαριθμοκανονικής κατανομής δύο παραμέτρων (διάμεσος τιμή και τυπική απόκλιση, β) που συναντάται συχνότερα, εκφράζεται με την παρακάτω σχέση:

$$P[ds \geq i | IM] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot, ds_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{m, ds_i}} \right) \right] \quad [\text{Σχέση 3.1.1}]$$

όπου:

$P[ds \geq i | IM]$: η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης βλάβης ds_i σε σεισμική ένταση IM

IM_{m, ds_i} : η διάμεσος τιμή κατωφλίου της παραμέτρου σεισμικής έντασης (IM) (π.χ. PGA, PGV, PGD) που απαιτείται για να προκληθεί η ds_i στάθμη βλάβης

β_{tot, ds_i} : η τυπική απόκλιση του φυσικού λογαρίθμου της παραπάνω παραμέτρου για τη στάθμη βλάβης, ds_i , που περιγράφει το σύνολο των αβεβαιοτήτων, οι οποίες υπεισέρχονται στον υπολογισμό της τρωτότητας

Φ : η τυπική κανονική σωρευτική συνάρτηση

Η εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης δικτύων κοινής ωφέλειας και υποδομών μέσω καμπυλών τρωτότητας αποτελεί μια σχετικά πρόσφατη τεχνική που βασίζεται καταρχήν στα εμπειρικά δεδομένα από μεγάλους σεισμούς ανά τον κόσμο. Τέτοιοι σεισμοί ορόσημα που συντέλεσαν στην ανάπτυξη και βελτίωση των μεθόδων αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας των υποδομών, και ειδικότερα των συγκοινωνιακών, είναι του San Fernando (1971), Loma Prieta (1989) και Northridge (1994) στις ΗΠΑ, Kobe (1995) και Tohoku (2011) στην Ιαπωνία, Chi-Chi (1999) στην Ταϊβάν, Izmit και Duzce (1999) στην Τουρκία, Chile (2010) στη Χιλή, Christchurch (2011), Νέα Ζηλανδία.

Σύντομη επισκόπηση μεθοδολογιών εκτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης

Παρακάτω αναφέρονται οι σημαντικότερες μεθοδολογίες αποτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης που αναπτύχθηκαν διεθνώς, κυρίως στο πλαίσιο μεγάλων ερευνητικών προγραμμάτων, και περιλαμβάνουν μεθόδους και σχέσεις εκτίμησης της τρωτότητας για αυτοκινητοδρόμους.

Στις ΗΠΑ:

- Το πρόγραμμα για τη σεισμική ασφάλεια και αξιοπιστία των δικτύων κοινής που εκπονείται υπό το συντονισμό του Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER Lifelines Program - <http://peer.berkeley.edu/research/lifelines.html>) από το 1996, περιλαμβάνοντας περί τα 110 υποέργα, με κύριους χρηματοδότες τους φορείς: California Department of Transportation, California Energy Commission, Pacific Gas & Electric Company.
- Το ερευνητικό πρόγραμμα για τη σεισμική συμπεριφορά και αξιοπιστία των αυτοκινητοδρόμων που εκπονείται από το 1992 υπό το συντονισμό του Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER Highway Project Research - <http://mceer.buffalo.edu/research/HighwayPrj/>) και χρηματοδοτείται από την Federal Highway Administration (FHWA).

- Η μεθοδολογία HAZUS (NIBS, 2004) που αναπτύχθηκε από το Federal Emergency Management Agency (FEMA) με στόχο την αποτίμηση και διαχείριση απωλειών λόγω φυσικών καταστροφών. Η πρώτη έκδοση του HAZUS (1997), βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στα δεδομένα που παρουσιάστηκαν αρχικά από τον ATC-13 (ATC 1985) και στη συνέχεια από τον ATC-25 (ATC 1991). Στις επόμενες εκδόσεις πραγματοποιήθηκαν βελτιώσεις και περιλαμβάνονται καμπύλες τρωτότητας για κτίρια και συνιστώσες δικτύων κοινής ωφέλειας και υποδομών.
- Το πρόγραμμα American Lifelines Alliance (ALA) που αποτελεί μια συνεργασία δημόσιων και ιδιωτικών φορέων υπό το συντονισμό του National Institute of Building Sciences (NIBS) και τη χρηματοδότηση της Federal Emergency Management Agency (FEMA) με σκοπό τη μείωση της διακινδύνευσης των δικτύων κοινής ωφέλειας έναντι καταστροφών (<http://www.americanlifelinesalliance.org/>).

Στην Ευρώπη:

- Η πιο σύγχρονη εξέλιξη είναι το πρόγραμμα SYNER-G (www.syner-g.eu) που χρηματοδοτήθηκε από την Ε.Ε με στόχο την ανάπτυξη μιας γενικευμένης μεθοδολογίας για την αποτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης κτιρίων, δικτύων κοινής ωφέλειας και υποδομών συνυπολογίζοντας τις αλληλεπιδράσεις μεταξύ δικτύων και τις επιμέρους κοινωνικο—οικονομικές επιπτώσεις (Pitilakis et al. 2014a, b). Ένα από τα κυριότερα αποτελέσματα είναι η πρόταση καμπυλών τρωτότητας για τις περισσότερες υποδομές και τεχνικά έργα.
- Το πρόγραμμα RISKUE (2001-2004) που χρηματοδοτήθηκε από την Ε.Ε και στόχευε στην ανάπτυξη σεισμικών σεναρίων συμπεριλαμβανομένων των δικτύων κοινής ωφέλειας, με εφαρμογή σε επτά πόλεις, μεταξύ των οποίων και η Θεσσαλονίκη (Pitilakis et al. 2006, Mourgou et al. 2004).
- Το ερευνητικό πρόγραμμα LESSLOSS, με στόχο την παρακολούθηση, αποτίμηση και μείωση της διακινδύνευσης λόγω σεισμού και κατολισθήσεων μέσω σύγχρονων μεθόδων (<http://elsa.jrc.ec.europa.eu/showproject.php?id=7>), και το πρόγραμμα SAFELAND (<http://www.safeland-fp7.eu/>) με έμφαση στις επιπτώσεις των κατολισθήσεων στο δομημένο περιβάλλον.

Στην Ελλάδα

- Εκπονήθηκε περιορισμένος αριθμός αντίστοιχων προγραμμάτων, όπως το ερευνητικό έργο SRMLIFE, στο οποίο μελετήθηκαν όλα τα δίκτυα και υποδομές με εφαρμογή στη Θεσσαλονίκη (Πιτιλάκης και συν. 2007, Πιτιλάκης και συν. 2008) και το ΑΣΠροΓε, στο οποίο μελετήθηκε η σεισμική τρωτότητα και διακινδύνευση γεφυρών με έμφαση στην Εγνατία οδό (Κάππος και συν. 2007).

3.1.6 Μέθοδοι αποτίμησης καμπυλών τρωτότητας

Οι μέθοδοι αποτίμησης της τρωτότητας διακρίνονται με βάση την προσέγγιση που ακολουθείται, στις εξής κατηγορίες:

Εμπειρικές μέθοδοι

Στην προσέγγιση αυτή χρησιμοποιούνται στοιχεία βλαβών που παρατηρήθηκαν σε προηγούμενους σεισμούς προκειμένου να εκτιμηθούν συναρτήσεις ή δείκτες τρωτότητας ύστερα από στατιστική επεξεργασία (π.χ. για την περίπτωση γεφυρών από τους Basöz and Kiremidjian 1998, Yamazaki et al. 2000, Shinozuka et al. 2003 και για την περίπτωση σηράγγων από την ALA 2001a,b). Οι συγκεκριμένες μέθοδοι αποδίδουν την πλέον ρεαλιστική εικόνα της απόκρισης των κατασκευών, ωστόσο εξαρτώνται από τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του σεισμοτεκτονικού, γεωτεχνικού και δομημένου περιβάλλοντος της περιοχής απ' όπου προέρχονται οι παρατηρήσεις, οπότε όταν εφαρμόζονται σε άλλες περιοχές οφείλεται σχετική επιφύλαξη και έλεγχος της αξιοπιστίας τους. Μια ακόμη ιδιαιτερότητα είναι ότι τα στοιχεία των παρατηρήσεων συνήθως δεν είναι επαρκή για όλες τις στάθμες σεισμικών εντάσεων και κυρίως για τις μεγαλύτερες εντάσεις, με αποτέλεσμα να μην είναι πάντοτε δυνατή η ανάπτυξη ολοκληρωμένων σχέσεων τρωτότητας. Μια ακόμη αδυναμία είναι ότι η περιγραφή των βλαβών για τον ίδιο ή διαφορετικούς σεισμούς, συχνά δεν είναι πλήρης και ομογενής, ακολουθώντας κοινές παραδοχές, συμβατές προς μια ενιαία τυπολογική ταξινόμηση και επομένως οι εξαγόμενες σχέσεις τρωτότητας δεν είναι αρκετά αξιόπιστες. Τέλος, τα απαιτούμενα δεδομένα και παράμετροι περιγραφής της σεισμικής κίνησης δεν πηγάζουν συνήθως από καταγραφές, αλλά εκτιμώνται με εμπειρικές σχέσεις με αποτέλεσμα την ύπαρξη επιπλέον αβεβαιοτήτων.

Μέθοδοι βασισμένες στην κρίση του μηχανικού

Στηρίζονται στην έμπειρη κρίση μηχανικών για την εξαγωγή συμπερασμάτων ως προς τη σεισμική συμπεριφορά κατασκευών διαφορετικής τυπολογίας. Περιλαμβάνει τη στατιστική επεξεργασία της (ποσοτικοποιημένης) «κρίσης» έμπειρων μηχανικών για τη συμπεριφορά της κατασκευής, με αποτέλεσμα τη δημιουργία μητρώων πιθανότητας βλάβης και τελικά τον προσδιορισμό καμπυλών τρωτότητας για κάθε τυπολογική κατηγορία. Σε αυτήν τη κατηγορία ανήκουν οι μεθοδολογίες που αναπτύχθηκαν από το Applied Technology Council (ATC 1985 και ATC 1991), και πιο πρόσφατα από το Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center (Porter 2004) για την περίπτωση των γεφυρών. Σε κάποιες περιπτώσεις η συγκεκριμένη προσέγγιση τείνει να υπερεκτιμήσει τις σεισμικές βλάβες, ενώ εξαρτάται αποκλειστικά στην εμπειρία των μεμονωμένων ειδικών. Ωστόσο, αποτελούν χρήσιμες μεθόδους για τον έλεγχο της αξιοπιστίας αναλυτικών μεθόδων σε συνδυασμό με τις εμπειρικές.

Αναλυτικές μέθοδοι

Η σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής και επομένως η τρωτότητά της είναι δυνατό να εκτιμηθεί με τη βοήθεια αναλυτικών προσομοιωμάτων, από τα οποία μέσω κατάλληλης συσχέτισης των υπολογιζόμενων μεγεθών απόκρισης με το βαθμό βλάβης μπορούν να προκύψουν καμπύλες τρωτότητας (π.χ. για γέφυρες, Shinozuka et al. 2003, Karim and Yamazaki 2003, Nielson and DesRoches 2007, Moschonas et al. 2009 και για σήραγγες,

Argyroudis and Pitilakis 2012). Η διαδικασία ανάλυσης περιλαμβάνει τα εξής βασικά στάδια: α) καθορισμός της εισαγόμενης σεισμικής κίνησης, β) προσομοίωση της κατασκευής, γ) καθορισμός του δείκτη και των σταθμών βλάβης, δ) εκτίμηση των αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στη σεισμική απαίτηση και αντοχή της κατασκευής, καθώς και στον ορισμό του δείκτη και των σταθμών βλάβης, ε) υπολογισμός των καμπυλών τρωτότητας με βάση τα αποτελέσματα της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής και την κατανομή των δεικτών βλάβης. Οι κυριότερες αδυναμίες των συγκεκριμένων μεθόδων αφορούν την αξιοπιστία των εργαλείων αριθμητικής ανάλυσης και προσομοίωσης των κατασκευών και τις αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στα επιμέρους στάδια.

Υβριδικές μέθοδοι

Αποτελούν συνδυασμό των παραπάνω, καθώς χρησιμοποιούνται πειραματικά αποτελέσματα ή εμπειρικά δεδομένα από προηγούμενους σεισμούς προκειμένου να βελτιωθούν σχέσεις που προέκυψαν με μεθόδους αναλυτικές ή βασισμένες στην κρίση του μηχανικού. Με αυτόν τον τρόπο αντισταθμίζεται η έλλειψη εμπειρικών δεδομένων, η υποκειμενικότητα των μεθόδων που βασίζονται στην έμπειρη κρίση και οι αδυναμίες των αναλυτικών προσομοιωμάτων (π.χ. Calvi et al. 2006, Karros et al. 2006 για κτίρια Ο/Σ).

Τυπολογία

Η τυπολογική κατηγοριοποίηση της κάθε συνιστώσας είναι σημαντική, καθώς γίνεται η παραδοχή ότι οι κατασκευές με παρόμοια τεχνικά χαρακτηριστικά αναμένεται να παρουσιάζουν παρόμοια απόκριση σε ίδια σεισμική δράση. Τυπικές παράμετροι περιγραφής της τυπολογίας είναι η γεωμετρία, υλικό, δομικός τύπος, ηλικία, επίπεδο αντισεισμικού σχεδιασμού, εδαφικές συνθήκες και τύπος θεμελίωσης. Η κάθε συνιστώσα (γέφυρες, σήραγγες, επιχώματα κτλ) έχει ξεχωριστές κατηγορίες τυπολογίας ενώ οι καμπύλες τρωτότητας διαφοροποιούνται για κάθε κατηγορία.

Στάθμες βλάβης

Η σεισμική απόκριση μιας κατασκευής προσδιορίζεται μέσω οριακών καταστάσεων (limit states), τα οποία περιγράφουν τα όρια μεταξύ διαφορετικών καταστάσεων βλάβης, που αναφέρονται ως στάθμες βλάβης (damage states). Οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφουν την πιθανότητα εμφάνισης της κάθε στάθμης βλάβης υπό δεδομένη σεισμική ένταση. Τα κριτήρια βλάβης εξαρτώνται από τον τύπο της κατασκευής και την μέθοδο που χρησιμοποιείται για την εξαγωγή των σχέσεων τρωτότητας. Συνήθως διακρίνονται σε μηδενικές, μικρές, μέτριες, εκτενείς και καθολικές βλάβες. Μια τέτοια διάκριση προσφέρεται και για την ορθολογική διαχείριση του σεισμικού κινδύνου από τους αρμόδιους φορείς, καθώς γίνεται συσχέτιση με τη διάρκεια και το κόστος αποκατάστασης, καθώς και την λειτουργικότητα όπως για παράδειγμα η κυκλοφοριακή ικανότητα ενός αυτοκινητοδρόμου.

Στις εμπειρικές μεθόδους οι στάθμες βλάβης προκύπτουν με βάση την ποιοτική περιγραφή των βλαβών κατά την επιθεώρηση και απογραφή των ζημιών μετά από έναν σεισμό. Για παράδειγμα, οι Kawashima and Ushoh (1997) ύστερα από το σεισμό του Kobe (1995), ταξινόμησαν τις στάθμες βλάβης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία των γεφυρών (βάθρα, θεμελίωση, ανωδομή, εφέδρανα/στηρίξεις), ενώ αντίστοιχη περιγραφή γίνεται από το EERI (1995b) και TCLEE (1995) μετά το σεισμό του Northridge (1994). Αντίστοιχα, οι Basöz and

Kiremidjian (1998) προσδιορίζουν συγκεκριμένες στάθμες βλάβης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία μιας γέφυρας προκειμένου να αξιολογηθούν οι παρατηρήσεις από τους σεισμούς της Loma Prieta (1989) και Northridge (1994) και να εξαχθούν εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας. Οι στάθμες βλάβης οδικών επιχωμάτων περιγράφονται στο Σχήμα 3.1.4.

Στις περιπτώσεις αναλυτικών μεθόδων, ορίζονται κατάλληλοι δείκτες βλάβης (αδιάστατοι) ή παράμετροι βλάβης (με διαστάσεις) μέσω των οποίων η «ποσοτικοποιημένη» σεισμική απόκριση της κατασκευής συσχετίζεται με τις στάθμες βλάβης που περιγράφουν οριακές καταστάσεις της κατασκευής. Ο δείκτης βλάβης που ορίζεται μέσω μιας παραμέτρου απόκρισης (π.χ. δείκτης πλαστιμότητας μετακινήσεων, μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή ακροβάθρων, πλαστικές στροφές, λόγοι αντοχής, διατμητικές παραμορφώσεις εφεδράνων κτλ), εκφράζεται σε μια κλίμακα από 0 έως 1 (ή 100%), ενώ η επιλογή εξαρτάται από το είδος της προσέγγισης και την τυπολογία της υπό μελέτη κατασκευής.

Παράμετροι σεισμικής έντασης

Στις καμπύλες τρωτότητας η απόκριση της κάθε συνιστώσας συνδέεται με τη σεισμική διέγερση μέσω μιας κατάλληλης παραμέτρου περιγραφής της σεισμικής έντασης. Η επιλογή της παραμέτρου σεισμικής έντασης εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής και την μέθοδο που ακολουθείται για την εξαγωγή των σχέσεων τρωτότητας. Οι εμπειρικές εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας εκφράζονται συνήθως σε όρους μακροσεισμικής έντασης (π.χ. EMS, MCS, MM), ή κορυφαίας τιμής της εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) ή ταχύτητας (PGV), ή μόνιμης εδαφικής μετακίνησης λόγω εδαφικής αστοχίας (PGD). Συνήθως, γίνεται κατά προσέγγιση εκτίμηση της παραμέτρου σεισμικής έντασης (π.χ. PGA ή PGV) με βάση τις ενόργανες καταγραφές στην πληγείσα περιοχή.

Αβεβαιότητες

Είναι γενικά αποδεκτό ότι τα αποτελέσματα αποτίμησης σεισμικής τρωτότητας και απωλειών δεν είναι δυνατόν να παρουσιαστούν με πλήρη βεβαιότητα, δηλαδή δεν θεωρούνται ως αιτιοκρατικά, καθώς αβεβαιότητες ενυπάρχουν σε κάθε μεθοδολογία αποτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης. Οι αβεβαιότητες διακρίνονται σε αυτές που ενυπάρχουν στα φυσικά μέσα (aleatory) ανεξάρτητα από την ακρίβεια των μετρήσεων, και σε αυτές που οφείλονται στην ατελή γνώση (epistemic). Στην πρώτη κατηγορία των τυχηματικών αβεβαιοτήτων κατατάσσονται όσες σχετίζονται με φυσικά φαινόμενα (π.χ. προσδιορισμός σεισμικής κίνησης ή θέσεις επικέντρων και παράμετροι σεισμών). Επίσης, οι αβεβαιότητες που συνδέονται με ανθρώπινες δραστηριότητες, (π.χ. οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών). Στη δεύτερη κατηγορία των επιστημικών αβεβαιοτήτων εντάσσονται αυτές που σχετίζονται με τις παραδοχές και απλοποιήσεις που γίνονται κατά την μέθοδο ανάλυσης (π.χ. επιλογή σεισμικών κινήσεων εισαγωγής, προσομοίωμα κατασκευής). Ως τέτοιες χαρακτηρίζονται και οι αβεβαιότητες εξαιτίας περιορισμένου στατιστικού δείγματος (π.χ. εμπειρικών δεδομένων), καθώς και οι αβεβαιότητες που συνδέονται με σφάλματα πειραματικών διατάξεων, οργάνων ή άλλων τυχαίων μετρητικών σφαλμάτων. Οι τυχηματικές αβεβαιότητες συνήθως δεν είναι μειούμενες, ενώ ενδέχεται να αυξηθούν όταν προστίθενται επιπλέον δεδομένα. Οι επιστημικές αβεβαιότητες, από την άλλη, είναι δυνατόν να μειωθούν όσο οι γνώσεις, τα δεδομένα και τα εργαλεία βελτιώνονται.

Οι αβεβαιότητες στις καμπύλες τρωτότητας εκφράζονται μέσω της συνολικής τυπικής απόκλισης (β_{tot}) που αντιπροσωπεύει το σύνολο των αβεβαιοτήτων στην κάθε καμπύλη τρωτότητας. Στις αναλυτικές εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας συνήθως συνδέεται με τρεις βασικούς παράγοντες (NIBS 2004): (α) την αβεβαιότητα στον προσδιορισμό των σταθμών βλάβης, β_{DS} , (β) την αβεβαιότητα στη διαθέσιμη αντοχή, β_C , και (γ) την αβεβαιότητα στη σεισμική απαίτηση, β_D . Στις εμπειρικές εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας οι παράμετροι των καμπυλών και επομένως η τυπική απόκλιση, προκύπτουν μέσω καθαρά στατιστικών μεθόδων, όπως αυτή της εκτίμησης της μέγιστης πιθανοφάνειας (π.χ. Shinozuka et al. 2003).

3.1.7 Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για γέφυρες

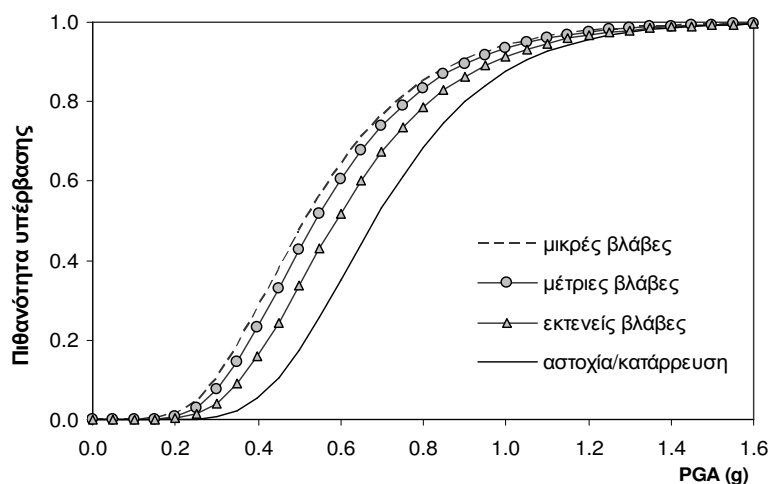
Στις εμπειρικές εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας για γέφυρες γίνεται στατιστική επεξεργασία δεδομένων από προηγούμενους σεισμούς, κυρίως στις ΗΠΑ και στην Ιαπωνία. Η διαδικασία απαιτεί το χαρακτηρισμό κάθε γέφυρας, συγκεκριμένης τυπολογικής κατηγορίας, με μια στάθμη βλάβης, βάσει των αυτοψιών μετά από το σεισμό. Επίσης είναι απαραίτητη η γνώση της χωρικής κατανομής μιας παραμέτρου περιγραφής της σεισμικής κίνησης, συνήθως της κορυφαίας τιμής εδαφικής επιτάχυνσης (PGA), η οποία για να είναι αντιπροσωπευτική θα πρέπει να προκύπτει από καταγραφές στην περιοχή. Με αυτόν το τρόπο είναι δυνατή η σύνταξη ενός μητρώου βλάβης για κάθε κατηγορία γεφυρών (πλήθος γεφυρών ανά στάθμη βλάβης και σεισμικής έντασης) από το οποίο στη συνέχεια προκύπτουν οι καμπύλες τρωτότητας. Στους Πίνακες 3.1.2 και 3.1.3 δίνονται τα μητρώα βλάβης για γέφυρες από Ο/Σ, όπως καταρτίστηκαν ύστερα από τους σεισμούς του Northridge (οδικό δίκτυο ευρύτερης περιοχής του Los Angeles) και του Kobe (4 κεντρικοί αυτοκινητόδρομοι). Στο Σχήμα 3.1.18 απεικονίζονται οι εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας που προκύπτουν μέσω στατιστικής επεξεργασίας του συνδυασμού των δύο μητρώων βλάβης θεωρώντας λογαριθμοκανονική κατανομή. Στη συνέχεια δίνονται περαιτέρω στοιχεία για τις πιο ενδιαφέρουσες περιπτώσεις εμπειρικών καμπυλών τρωτότητας γεφυρών, ενώ στον Πίνακα 3.1.4 συνοψίζονται οι διαθέσιμες στην βιβλιογραφία εμπειρικές καμπύλες.

Πίνακας 3.1.2: Μητρώο βλάβης γεφυρών Ο/Σ, σεισμός Northridge 1994 (Basöz et al. 1999)

Παρατηρηθείσα βλάβη	Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)														Σύνολο
	0.15-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7	0.7-0.8	0.8-0.9	0.9-1.0	1.0-1.1	1.2-1.3	1.3-1.4	1.4-1.5	1.5-1.6	
Καθόλου	318	502	234	50	34	29	24	29	16	7	3	1	3	2	1252
Μικρές	2	10	25	2	6	4	6	1	7	3	0	0	0	0	66
Μέτριες	1	15	13	11	10	9	5	4	9	4	0	0	0	0	81
Σημαντικές	0	10	2	6	7	3	2	5	11	1	0	0	0	0	47
Κατάρρευση	0	0	1	0	0	0	0	2	2	1	0	0	0	0	6
Σύνολο	321	537	275	69	57	45	37	41	45	16	3	1	3	2	1452

Πίνακας 3.1.3: Μητρώο βλάβης γεφυρών Ο/Σ, σεισμός Kobe 1995 (από Elnashai et al. 2004)

Παρατηρηθείσα βλάβη	Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)														Σύνολο
	0.15-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7	0.7-0.8	0.8-0.9	0.9-1.0	1.0-1.1	1.1-1.2	1.2-1.3	1.3-1.4	1.4-1.5	
Καθόλου	80	34	23	28	12	3	3	1	0	0	3	1	3	2	193
Μικρές	321	0	2	69	0	4	0	1	0	0	3	1	3	2	406
Μέτριες	0	0	0	3	3	6	0	0	0	0	0	0	0	0	12
Σημαντικές	0	0	0	1	0	5	1	0	0	0	0	0	0	0	7
Κατάρρευση	0	0	0	2	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	4
Σύνολο	401	34	25	103	15	20	4	2	0	0	6	2	6	4	622



Σχήμα 3.1.18: Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για τα μητρώα βλάβης γεφυρών των σεισμών Northridge και Kobe.

Οι Basöz et al. (1999) και Basöz and Kiremidjian (1998) εφαρμόζοντας ανάλυση λογιστικής παλινδρόμησης για τα μητρώα βλάβης των γεφυρών που προέκυψαν από τους σεισμούς του Northridge (1994) και της Loma Prieta (1989), προσδιόρισαν εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας κατατάσσοντας τις γέφυρες τόσο σε γενικές όσο και πιο λεπτομερείς κατηγορίες. Επιπλέον, για όσες κατηγορίες γεφυρών υπήρχαν στοιχεία, αναπτύχθηκαν εμπειρικές σχέσεις μεταξύ κόστους αποκατάστασης και ισχυρής εδαφικής κίνησης.

Στην περίπτωση του σεισμού της Loma Prieta η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) στη θέση κάθε γέφυρας υπολογίστηκε μέσω κατάλληλης σχέσης εξασθένησης, καθώς τα στοιχεία καταγραφών ήταν ανεπαρκή, ενώ λήφθηκαν υπόψη όσες γέφυρες υπέστησαν επιταχύνσεις μεγαλύτερες του 0.1g. Οι στάθμες βλάβης, όπως περιγράφονται στις εκθέσεις αυτοψιών, διακρίνονται σε μικρές και σημαντικές, καλύπτοντας μεγάλο εύρος βλαβών και δυσχεραίνοντας τον προσδιορισμό των κρίσιμων τυπολογικών χαρακτηριστικών. Στην περίπτωση του σεισμού του Northridge, λήφθηκαν υπόψη όσες γέφυρες διεγέρθηκαν με PGA μεγαλύτερες του 0.15g. Οι τιμές της PGA προσδιορίστηκαν από δύο διαφορετικές πηγές περιγραφής της εδαφικής κίνησης βάσει ενόργανων καταγραφών (US Geological Survey και Woodward-Clyde Federal Services με κορυφαίες τιμές 1.55g και 0.66g αντίστοιχα). Επομένως υπάρχουν αβεβαιότητες στη συσχέτιση PGA και βλάβης, γεγονός που ερμηνεύει την απουσία βλαβών σε πολύ υψηλές τιμές της σεισμικής έντασης στο μητρώο βλάβης (Πίνακας 3.1.2). Λόγω των αξιοσημείωτων διαφορών, αναπτύχθηκαν ξεχωριστές καμπύλες για τις δύο περιπτώσεις. Οι στάθμες βλαβών διακρίνονται σε μικρές, μέτριες, σημαντικές και κατάρρευση, ωστόσο διαπιστώθηκαν ασυμφωνίες μεταξύ αυτοψιών από διαφορετικούς μηχανικούς. Σε αρκετές περιπτώσεις η κατανομή των δεδομένων ανά στάθμη βλάβης και στάθμη PGA δεν ήταν επαρκής για τη δημιουργία στατιστικά ικανοποιητικών καμπυλών τρωτότητας, ενώ η κατάταξη των γεφυρών σε κατηγορίες παρουσιάζει αβεβαιότητες. Στο Σχήμα 3.1.20 απεικονίζονται οι καμπύλες για γέφυρες ενός και πολλών ανοιγμάτων. Οι εξαγόμενες καμπύλες περιγράφουν τη συμπεριφορά των γεφυρών στην Καλιφόρνια στους συγκεκριμένους σεισμούς, οπότε δεν προτείνεται η άμεση χρήση τους για άλλες περιοχές και σεισμικά σενάρια. Ωστόσο, αποτελούν χρήσιμο εργαλείο για τη βαθμονόμηση αντίστοιχων αναλυτικών καμπυλών τρωτότητας ή τη σύγκριση με άλλες εμπειρικές καμπύλες.

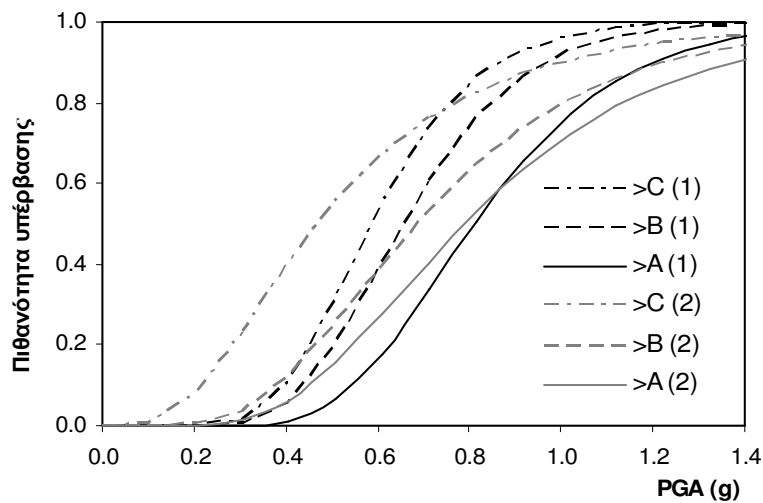
Οι Shinozuka et al. (2003) χρησιμοποιώντας στοιχεία από τις βλάβες γεφυρών στους σεισμούς του Northridge (1994) και Kobe (1995), ανέπτυξαν εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας λογαριθμοκανονικής κατανομής συναρτήσεως της PGA για τον κάθε σεισμό. Οι καμπύλες προέκυψαν μέσω στατιστικής επεξεργασίας με τη μέθοδο της μέγιστης πιθανοφάνειας σε δύο παραλλαγές. Στη συνέχεια για την περίπτωση του πρώτου σεισμού, παρήγαγαν καμπύλες τρωτότητας για υποσύνολα γεφυρών, τα οποία διαφοροποιούνται αρχικά ως προς τον αριθμό ανοιγμάτων (ένα, πολλά), τη λοξότητα (00-200, 210-600, >600) και τον τύπο εδάφους (σκληρό, μέτριο, μαλακό, κατά UBC93), ενώ σε επόμενα στάδια γίνεται συνδυασμός δύο και τριών εκ των παραπάνω χαρακτηριστικών, καταλήγοντας σε 21 και 18 κατηγορίες γεφυρών αντίστοιχα. Σε αρκετές περιπτώσεις δεν υπήρχαν επαρκή δεδομένα, οπότε δεν ήταν δυνατός ο προσδιορισμός καμπυλών τρωτότητας για όλες ή κάποιες στάθμες βλάβης.

Οι Yamazaki et al. (2000), προτείνουν γενικευμένες καμπύλες τρωτότητας δύο παραμέτρων, λογαριθμοκανονικής κατανομής, που προσδιορίζονται με βάση τα μητρώα βλάβης γεφυρών μετά το σεισμό του Kobe (1995) μέσω στατιστικής επεξεργασίας με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων. Χρησιμοποιώντας ενόργανες καταγραφές προσδιόρισαν με αποσυνέλιξη τη σεισμική κίνηση στο σεισμικό υπόβαθρο των θέσεων καταγραφής και στη συνέχεια σε ενδιάμεσες θέσεις εφαρμόζοντας τεχνικές παρεμβολής, ενώ υπολόγισαν με σχέσεις εξασθένησης τις τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, μέγιστης εδαφικής ταχύτητας και έντασης JMA στην επιφάνεια. Οι καμπύλες προσδιορίζονται για πέντε στάθμες βλάβης συναρτήσεως των παραπάνω παραμέτρων εδαφικής κίνησης, χωρίς να διαφοροποιούνται ως προς τα επιμέρους τυπολογικά χαρακτηριστικά των γεφυρών. Στο Σχήμα 3.1.19 γίνεται σύγκριση των προτεινόμενων καμπυλών από τους Shinozuka et al. (2003) και Yamazaki et al. (2000). Οι καμπύλες αναφέρονται στις βλάβες που σημειώθηκαν σε βάθρα 216 γεφυρών σε 4 κεντρικούς αυτοκινητόδρομους του Kobe.

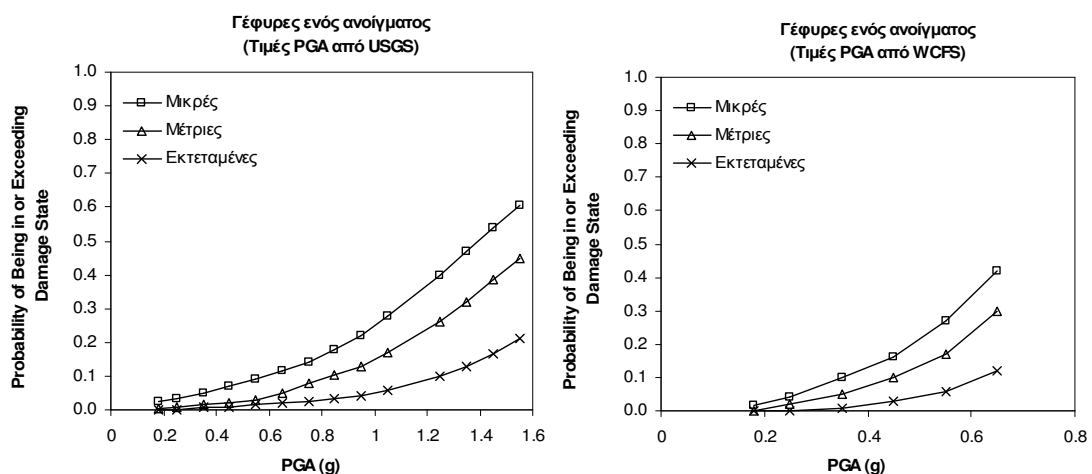
Πίνακας 3.1.4: Σύνοψη διαθέσιμων εμπειρικών καμπυλών τρωτότητας για γέφυρες

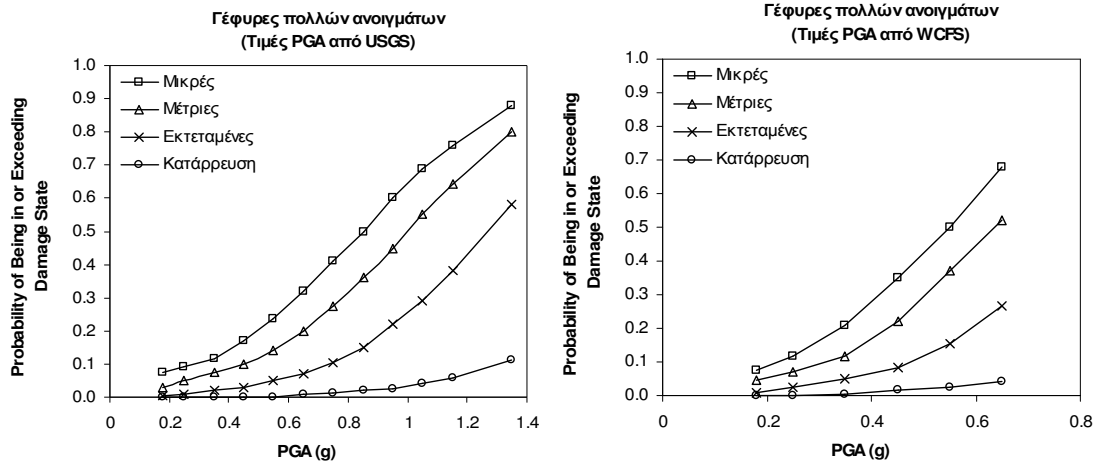
Βιβλιογραφική αναφορά	Τυπολογία γέφυρας (ανωδομή, σύνδεση με βάρθρα, σεισμικός σχεδιασμός)	Παράμετρος σεισμικής έντασης	Σεισμός
Basöz and Kiremidjian (1998)	Ανοιγματα, συνέχεια ανωδομής, τύπος βάρθρων	PGA	Loma Prieta 1989, Northridge 1994
Basöz et al. (1999)	Συνέχεια ανωδομής, σεισμικός σχεδιασμός, σεισμική ενίσχυση	PGA	Northridge 1994
Elnashai et al. 2004	-	PGA	Northridge 1994, Kobe 1995
Shinozuka et al. (2000)	Μεσόβαθρα	PGA	Kobe 1995
Shinozuka et al. (2003)	Ανοιγματα, λοξότητα, τύπος εδάφους/ Μεσόβαθρα		Northridge 1994/ Kobe 1995
Tanaka et al. (2000)	Ο/Σ, Προκατ. Σκυροδ., Μεταλλικές	PGA	Kobe 1995
Yamazaki et al. (2000)	Μεσόβαθρα	PGA, PGV, JMA	Kobe 1995

Συμπερασματικά, τα πληρέστερα έως σήμερα εμπειρικά δεδομένα προέρχονται από τους σεισμούς Northridge (1994, M=6.7) στις ΗΠΑ και Kobe (1995, M=7.9) στην Ιαπωνία. Οι προτεινόμενες εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας, διαφέρουν μεταξύ τους ως προς τις μεθόδους στατιστικής επεξεργασίας των δεδομένων, την τυπολογική ταξινόμηση των γεφυρών και τον ορισμό των σταθμών βλάβης. Συχνά, τα ανεπαρκή διαθέσιμα στοιχεία δεν παρέχουν στατιστική αξιοπιστία για όλους τους τύπους γεφυρών και όλες τις στάθμες βλάβης, οπότε απαιτείται η ταξινόμηση σε πιο γενικευμένες κατηγορίες, όπως για παράδειγμα εάν πρόκειται για γέφυρες ενός ή πολλών ανοιγμάτων. Επίσης σε τέτοιες εμπειρικές προσεγγίσεις διαφέρει η τεχνική προσδιορισμού της παραμέτρου περιγραφής της σεισμικής έντασης (συνήθως της PGA) στη θέση παρατήρησης. Συνήθως βασίζεται στις περιορισμένες καταγραφές και στην εφαρμογή σχέσεων εξασθένησης.



Σχήμα 3.1.19: Σύγκριση εμπειρικών καμπυλών τρωτότητας για γέφυρες από το σεισμό του Kobe, για C: μικρές, B: μέτριες, A: εκτενείς βλάβες (1: Shinozuka et al. 2003, 2: Yamazaki et al. 2000).





Σχήμα 3.1.20: Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για γέφυρες ενός και πολλών ανοιγμάτων από δεδομένα σεισμού Northridge (Basöz and Kiremidjian 1998).

3.1.8 Καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες

3.1.8.1 Εμπειρικές

Ο ATC13 (1985) ανέπτυξε μητρώα πιθανότητας βλάβης για σήραγγες σε βράχο και σε αλουβιακές αποθέσεις, καθώς και για σήραγγες cut & cover, συναρτήσεως της μακροσεισμικής έντασης (IMM). Τα προτεινόμενα μητρώα προέκυψαν βάσει της ποσοτικοποιημένης «έμπειρης κρίσης» μηχανικών των ΗΠΑ, ύστερα από επεξεργασία απαντήσεων σε ερωτηματολόγια σχετικά με την απόκριση των σηράγγων υπό σεισμική φόρτιση. Οι εμπειρικές εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες έχουν προκύψει από παρατηρήσεις σεισμικών βλαβών (Dowding and Rozen 1978, Owen and Scholl 1981, Wang 1985, Sharma and Judd 1991). Στη μεθοδολογία του HAZUS (NIBS 2004) προτείνονται καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες ολομέτωπης διάνοιξης και σήραγγες cut & cover, εκφρασμένες σε όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για την εδαφική ταλάντωση και μόνιμης εδαφικής μετακίνησης για την εδαφική αστοχία. Οι καμπύλες περιγράφονται ως συναρτήσεις λογαριθμοκανονικής κατανομής δύο παραμέτρων για δύο στάθμες βλάβης (μικρές, μέτριες) στην περίπτωση εδαφικής ταλάντωσης και τρεις στάθμες (μικρές/μέτριες, εκτενείς, πλήρεις) στην περίπτωση εδαφικής αστοχίας.

Η American Lifelines Alliance (ALA 2001a,b) προτείνει εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας συναρτήσεως της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για σήραγγες ολομέτωπης διάνοιξης και σήραγγες cut & cover, που ταξινομούνται με βάση τις γενικότερες συνθήκες της κατασκευής (καλή ή μέτρια/κακή) και του εδάφους (βράχος ή αλλούβια) (Πίνακας 3.1.5). Οι καμπύλες περιγράφονται από συναρτήσεις λογαριθμοκανονικής κατανομής που προέκυψαν από στατιστική επεξεργασία παρατηρήσεων. Αναφέρονται σε δύο (μικρές, μέτριες) και τρεις (μικρές, μέτριες, βαριές) στάθμες βλάβης για τις σήραγγες καλής και μέτριας προς κακής ποιότητας κατασκευής αντίστοιχα. Στον Πίνακα 3.1.6 και στα Σχήματα 3.1.22, 3.1.22, 3.1.23 παρατίθενται οι παράμετροι και οι καμπύλες τρωτότητας που προτείνονται από το HAZUS και ALA. Τέλος, ο Corigliano (2007) πρότεινε εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες μεγάλου βάθους ως συνάρτηση την κορυφαίας τιμής εδαφικής ταχύτητας (Σχήμα 3.1.24).

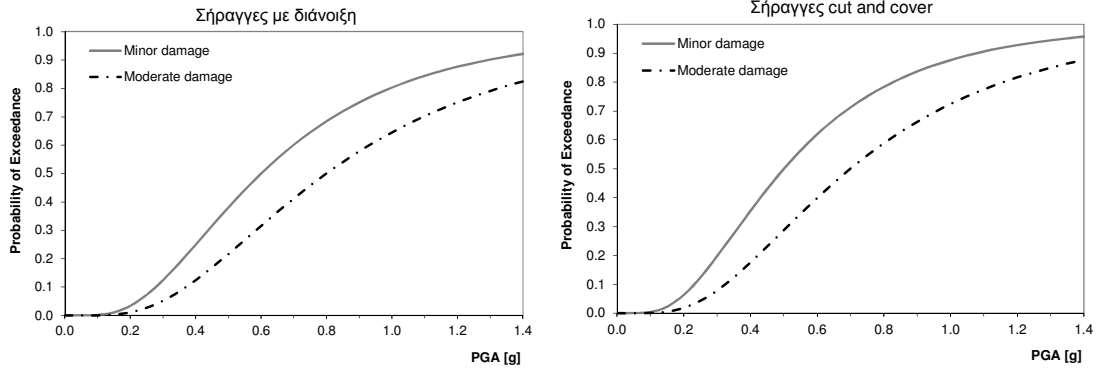
Ο ορισμός των σταθμών βλάβης στις παραπάνω περιπτώσεις είναι ποιοτικός, καθώς βασίζεται κυρίως στην έκταση και εύρος των ρωγμών, αποφλοιώσεων ή μετατοπίσεων της επένδυσης της σήραγγας. Γενικά, οι διαθέσιμες καμπύλες προέρχονται είτε από εκτιμήσεις είτε από στατιστική επεξεργασία παρατηρήσεων από προηγούμενους σεισμούς σε διαφόρων χρήσεων σήραγγες (οδικές, σιδηροδρομικές, διακομιστικές, ύδρευσης κτλ). Η σύγκριση των καμπυλών HAZUS και ALA για εδαφική ταλάντωση δείχνει συμφωνία στις διάμεσες τιμές κατωφλίου για τις σήραγγες με καλές συνθήκες κατασκευής, ενώ παρατηρούνται διαφορές στην παράμετρο τυπικής απόκλισης που περιγράφει τις αβεβαιότητες. Ωστόσο, δεν λαμβάνεται επαρκώς υπόψη ο τύπος του εδάφους, ο ρόλος του οποίου είναι σημαντικός για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής, ειδικότερα δε για την περίπτωση σηράγγων μικρού βάθους σε αλλουβιακές αποθέσεις.

Πίνακας 3.1.5: Τυπολογική ταξινόμηση σηράγγων κατά ALA (2001a,b).

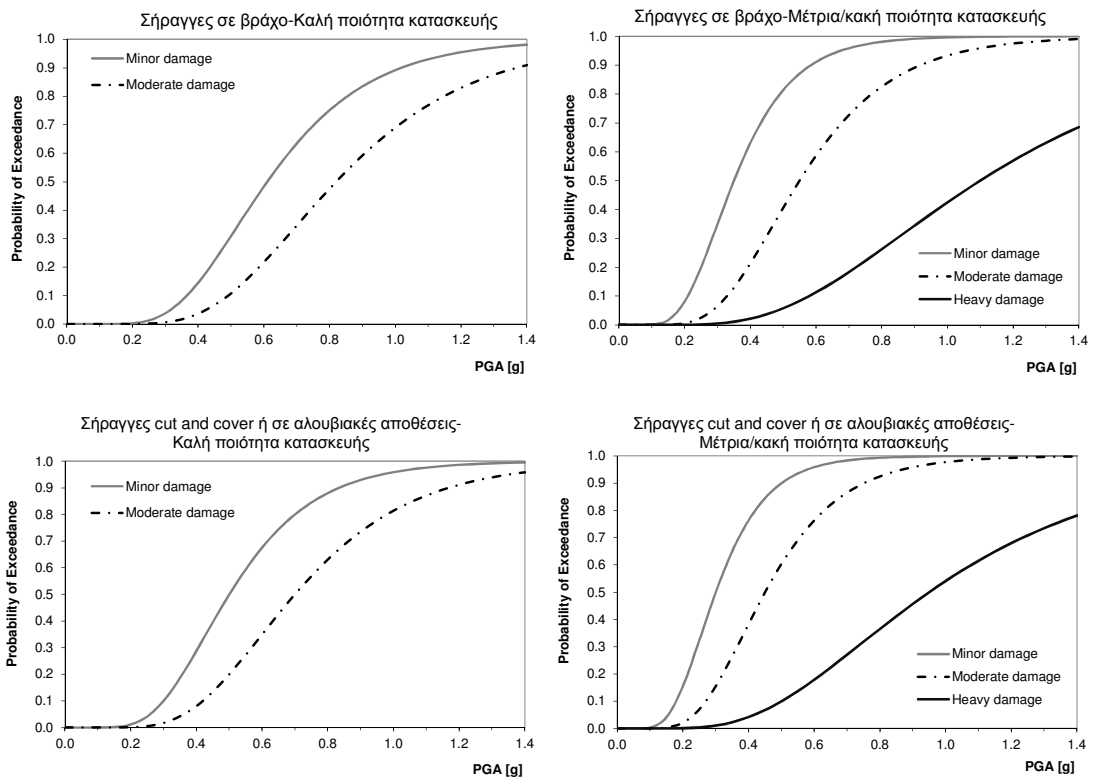
	Κακή προς μέτρια κατασκευή	Καλή κατασκευή
Συνθήκες βράχου	Σήραγγες σε μέτριας ή κακής ποιότητας βράχο, με υποστήριξη από άοπλη τοιχοποιία ή ξύλινη, ή άοπλου σκυροδέματος με συχνές εμφανίσεις κενών πίσω από την επένδυση και/ή σκυρόδεμα μικρής αντοχής.	Σήραγγες σε υγιή βράχο και σχεδιασμένες για συγκεκριμένες γεωλογικές συνθήκες (π.χ. ειδικά μέτρα υποστήριξης όπως αγκυρώσεις ή επένδυση υψηλής αντοχής σε ασθενής ζώνες)- με υποστήριξη, άοπλη, από υψηλής αντοχής σκυρόδεμα και ένεμα πληρώσεως των κενών -μέτρια ποιότητα βράχου-ή με υποστήριξη οπλισμένου σκυροδέματος ή μεταλλική, με ένεμα πληρώσεως.
Συνθήκες εδαφικών αποθέσεων ή cut and cover	Σήραγγες κλειστής διάνοιξης ή cut & cover ορθογωνικής διατομής, συμπεριλαμβανομένων των σηράγγων με υποστήριξη τοιχοποιίας, ξύλινη ή άοπλου σκυροδέματος, ή άλλη με ανεπαρκή υποστήριξη του εδάφους. Επίσης cut & cover σήραγγες ορθογωνικής διατομής χωρίς σχεδιασμό για διατμητικές παραμορφώσεις λόγω σεισμικών φορτίων.	Σήραγγες σχεδιασμένες για σεισμική φόρτιση. Επίσης συμπεριλαμβάνονται σήραγγες κλειστής διάνοιξης με υποστήριξη οπλισμένου σκυροδέματος υψηλής αντοχής ή μεταλλική και σε καλή επαφή με το έδαφος.

Πίνακας 3.1.6: Παράμετροι καμπυλών τρωτότητας (μέση τιμή και διασπορά β) για σήραγγες υπό εδαφική ταλάντωση κατά HAZUS (NIBS 2004) και ALA (2001a).

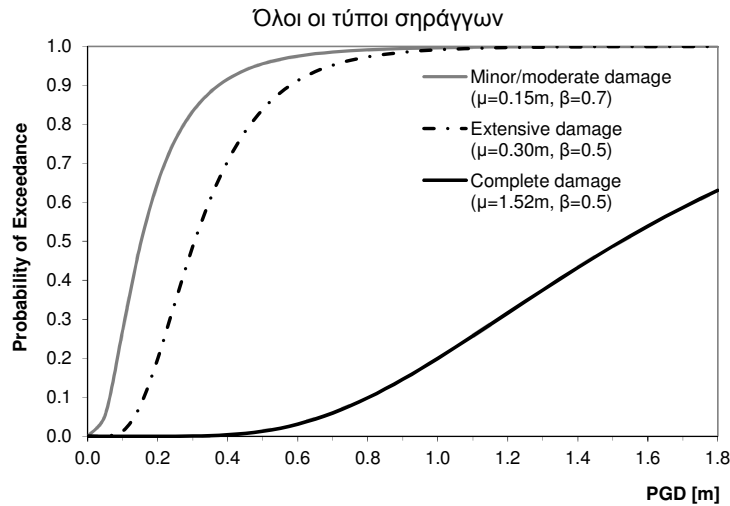
Τύπος σήραγγας/ Στάθμη βλάβης	HAZUS	ALA (Καλή ποιότητα κατασκευής)	ALA (Μέτρια - κακή ποιότητα κατασκευής)
Σήραγγες σε βράχο			
Μικρές	0.60g (β=0.6)	0.61g (β=0.4)	0.35g (β=0.4)
Μέτριες	0.80g (β=0.6)	0.82g (β=0.4)	0.55g (β=0.4)
Εκτενείς	-	-	1.10g (β=0.5)
Σήραγγες cut and cover ή σε αλλουβιακές αποθέσεις			
Μικρές	0.50g (β=0.6)	0.50g (β=0.4)	0.30g (β=0.4)
Μέτριες	0.70g (β=0.6)	0.70g (β=0.4)	0.45g (β=0.4)
Εκτενείς	-	-	0.95g (β=0.5)



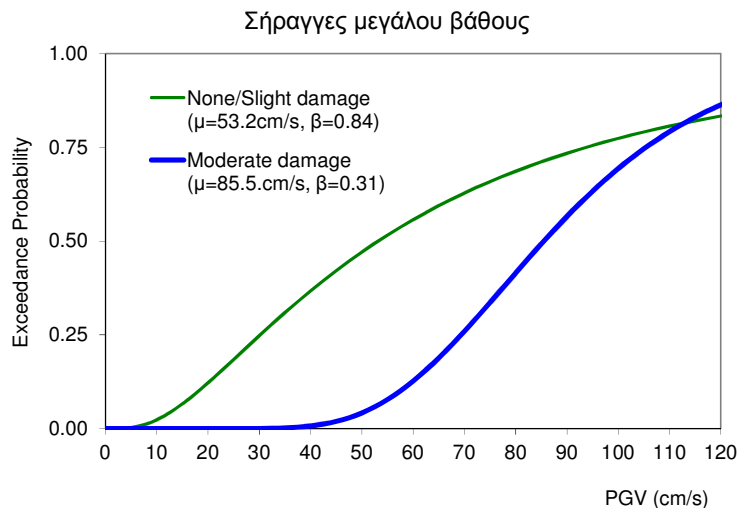
Σχήμα 3.1.21: Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες υπό εδαφική ταλάντωση κατά HAZUS (NIBS, 2004).



Σχήμα 3.1.22: Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες υπό εδαφική ταλάντωση κατά ALA (2001a).



Σχήμα 3.1.23: Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες υπό μόνιμη εδαφική παραμόρφωση κατά HAZUS (NIBS, 2004).



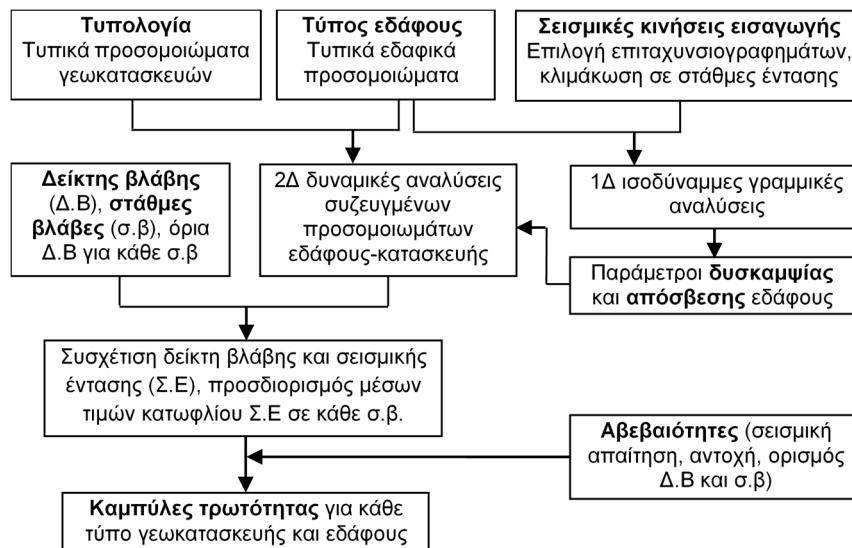
Σχήμα 3.1.24: Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες μεγάλου βάθους υπό εδαφική ταλάντωση (Corigliano, 2007).

3.1.8.1 Αναλυτικές

Στο Σχήμα 3.1.25 απεικονίζονται τα επιμέρους βήματα που ακολουθούνται για την εξαγωγή αναλυτικών καμπυλών τρωτότητας γεωκατασκευών όπως σήραγγες, τοίχοι αντιστήριξης, επιχώματα κτλ (Argyroudis et al. 2013). Καταρχήν επιλέγονται τυπικά γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά, καθώς και τυπικά εδαφικά προσομοιώματα (πάχος, διαστρωμάτωση, ιδιότητες). Για τα επιλεγμένα εδαφικά προφίλ γίνονται μονοδιάστατες αναλύσεις εδαφικής απόκρισης, χρησιμοποιώντας κατάλληλες καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης G και της απόσβεσης D (%) με την διατμητική παραμόρφωση γ ($G/G_{\max}-\gamma$ και $D-\gamma$), προκειμένου να υπολογισθούν οι συμβατές με τις εδαφικές παραμορφώσεις παράμετροι δυσκαμψίας και απόσβεσης. Διαμορφώνονται τα δισδιάστατα συζευγμένα προσομοιώματα εδάφους-κατασκευής, των οποίων η απόκριση εξετάζεται είτε μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων είτε μέσω επιβολής εδαφικών παραμορφώσεων για

διαφορετικές σεισμικές κινήσεις εισαγωγής, ανηγμένες σε αυξανόμενη σεισμική ένταση. Συγκεκριμένα, η απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται μέσω ενός δείκτη βλάβης ($\Delta.B.$) (όπως η υπέρβαση αντοχής ή η μόνιμη εδαφική παραμόρφωση). Οι στάθμες βλάβης ($\sigma.\beta$) περιγράφονται με βάση την διακύμανση των τιμών του $\Delta.B.$, ενώ η κεντρική τιμή του δείκτη, αντιστοιχεί στο κατώφλι της κάθε $\sigma.\beta$. Διακρίνονται σε «καθόλου», «μικρές», «μέτριες» και «εκτενείς/πλήρεις» βλάβες.

Η κάθε καμπύλη τρωτότητας που εκφράζεται από τη Σχέση 3.1.1 ορίζεται με τη βοήθεια δύο παραμέτρων, της μέσης τιμής της παραμέτρου σεισμικής έντασης (π.χ. PGA) για την οποία η κατασκευή θα εισέρχεται στη στάθμη βλάβης $\sigma.\beta_i$, και της αντίστοιχης λογαριθμικής τυπικής απόκλισης. Οι μέσες τιμές κατωφλίου της PGA για την κάθε $\sigma.\beta_i$ προσδιορίζονται από τα διαγράμματα εξέλιξης του υπολογιζόμενου δείκτη βλάβης συναρτήσει της PGA στην επιφάνεια. Η δεύτερη παράμετρος της λογαριθμοκανονικής κατανομής, δηλαδή η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση β_{tot} , αντιπροσωπεύει το σύνολο των αβεβαιοτήτων στην κάθε καμπύλη τρωτότητας. Συνδέεται με τρεις βασικούς παράγοντες: (α) την αβεβαιότητα στον προσδιορισμό των σταθμών βλάβης, $\beta_{\sigma.\beta}$, (θεωρείται ίση με 0.4), (β) την αβεβαιότητα στην διαθέσιμη απόκριση, β_c (εκτίμηση της αντοχής της κατασκευής, θεωρείται ίση με 0.3) και (γ) την αβεβαιότητα στην σεισμική απαίτηση, β_d , (δηλαδή στην επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση και στον υπολογισμό του $\Delta.B.$, υπολογίζεται από τη διασπορά των αποτελεσμάτων).



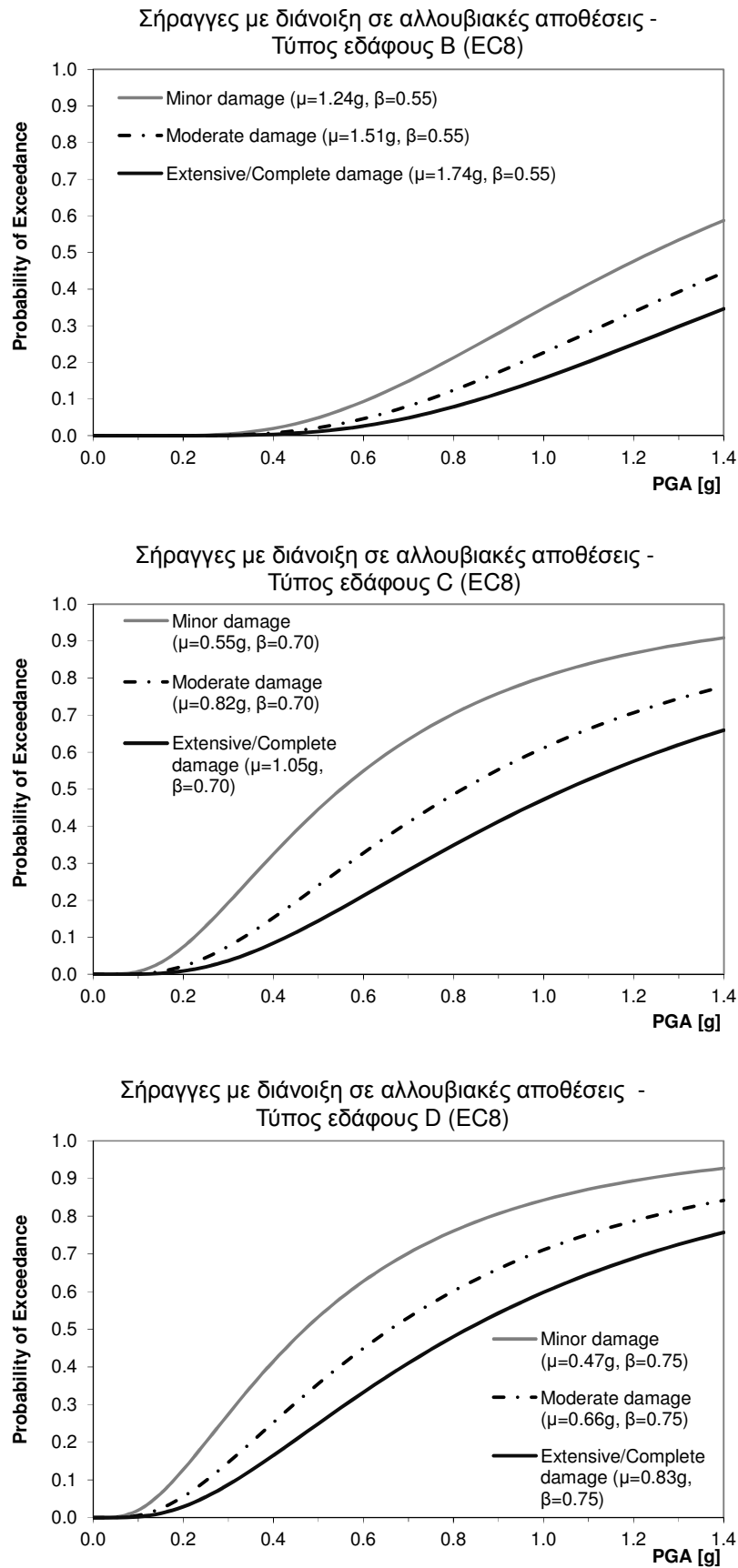
Σχήμα 3.1.25: Μεθοδολογία για την κατασκευή καμπυλών τρωτότητας σήραγγων μικρού βάθους.

Στις καμπύλες τρωτότητας που προτείνονται από τους Argyroudis and Pitilakis (2012) για σήραγγες μικρού βάθους σε αλλουβιακές αποθέσεις, η απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, για την κινηματική φόρτιση που προκύπτει από την εδαφική ταλάντωση και ειδικότερα από τις εδαφικές παραμορφώσεις που εν είδη καταναγκασμού επιβάλλονται στα όρια του προσομοιώματος σήραγγας-εδάφους. Οι επιβαλλόμενες εδαφικές παραμορφώσεις προκύπτουν μέσω μονοδιάστατων ισοδύναμων γραμμικών αναλύσεων για διάφορα σεισμικά σενάρια. Οι Αργυρούδης και συν. (2014) εξάγουν καμπύλες τρωτότητας ακολουθώντας την γενικότερη μεθοδολογία που

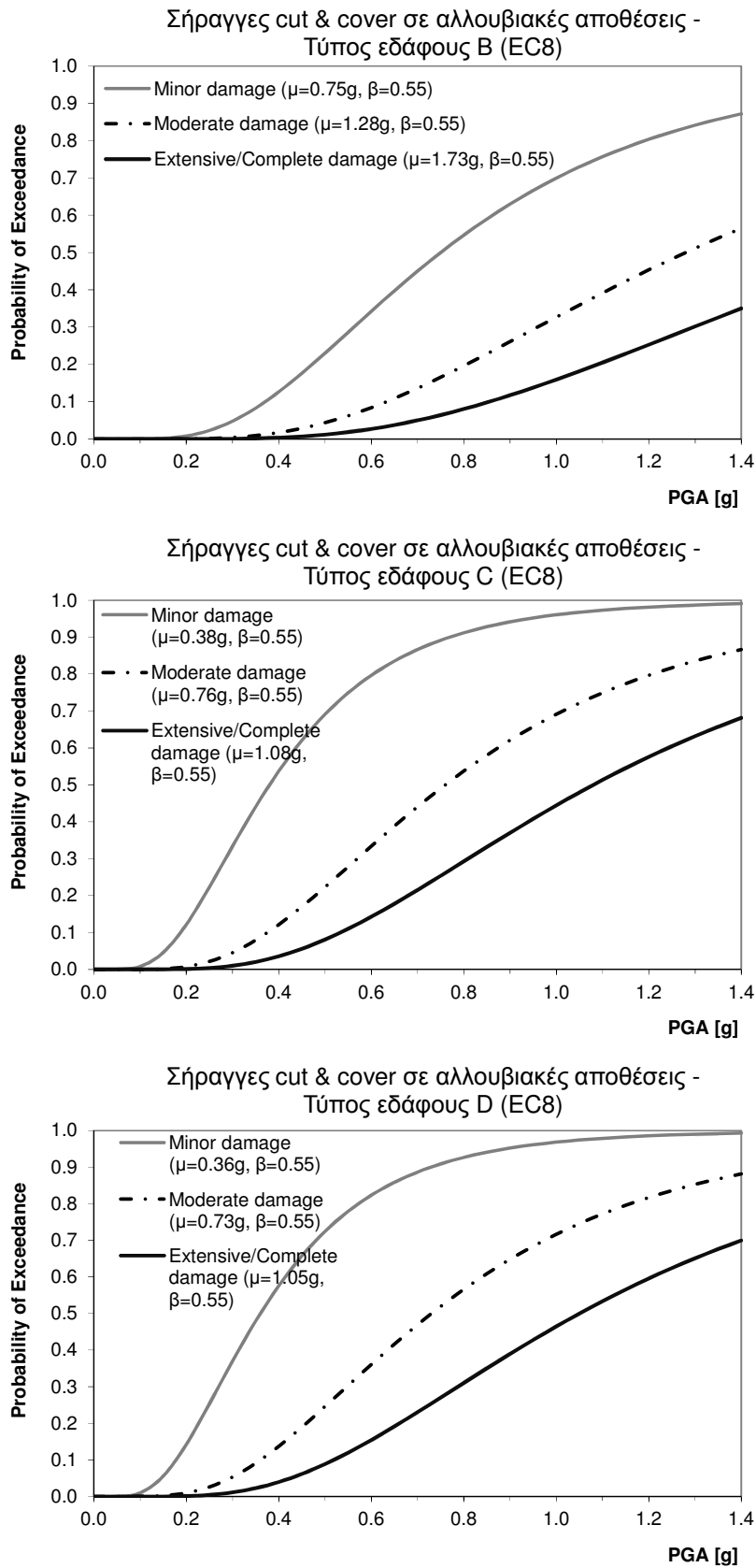
προτείνεται από τους Argyroudis and Pitilakis (2012), εκτελώντας ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις στο χρόνο για αντιπροσωπευτικά συστήματα κυκλικών σήραγγων-εδάφους. Ο Δ.Β. ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης δρώσας ροπής (M_{sd}) προς την ροπή αντοχής (M_{Rd}) της διατομής της σήραγγας. Η τελευταία υπολογίζεται υπό τη θεώρηση «δοκού σε κάμψη» για τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη (M_{sd} , N) λαμβάνοντας υπόψη των οπλισμό της διατομής. Βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων απόκρισης της σήραγγας για το κάθε προσομοίωμα είναι δυνατό να απεικονιστεί η εξέλιξη του δείκτη βλάβης (M_{sd}/M_{Rd}) σε σχέση με την σεισμική ένταση, όπου εδώ περιγράφεται από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) στην επιφάνεια. Στον Πίνακα 3.1.7 συνοψίζονται οι παράμετροι ανάλυσης των δυο παραπάνω προσεγγίσεων, ενώ στα Σχήματα 3.1.26 και 3.1.27 δίνονται οι παράμετροι και οι καμπύλες τρωτότητας.

Πίνακας 3.1.7: Παράμετροι ανάλυσης σήραγγων μικρού βάθους υπό εδαφική ταλάντωση

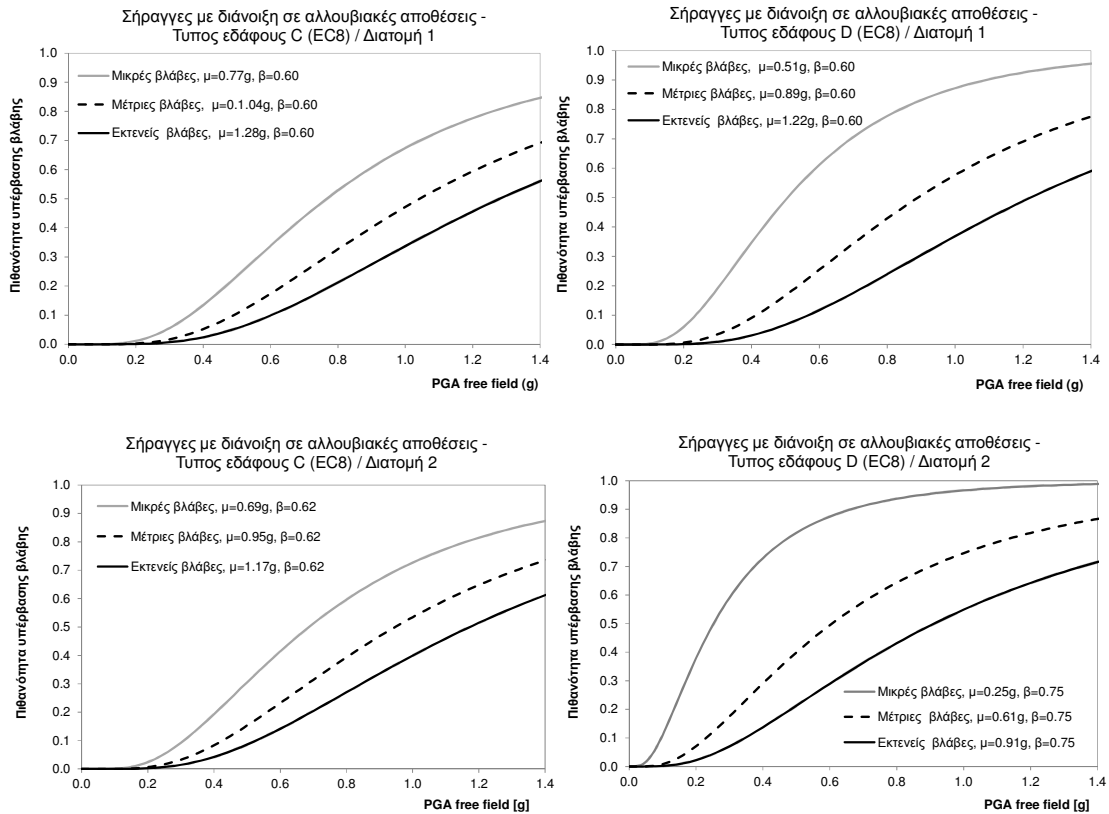
Βιβλιογραφική αναφορά	Διατομή σήραγγας	Τύπος εδάφους	Τύπος ανάλυσης
Argyroudis and Pitilakis 2012	Κυκλική (διάνοιξη): $D=10\text{m}$, $t=0.5\text{m}$, $h=10\text{m}$ Ορθογωνική (cut & cover): $16\times 10\text{m}$, $t=0.9\text{m}$ (πλευρικά τοιχώματα), 1.2m (οροφή), 1.4m (βάση), $h=3.5\text{m}$ Υλικά: C25/30, S500	B, C, D (EC8)	Ψευδοστατική - επιβολή μετακινήσεων ελευθέρου πεδίου (κώδικας πεπερασμένων στοιχείων Plaxis)
Αργυρούδης και συν. 2014	Κυκλική (διάνοιξη): $D=6\text{m}$, $t=0.3\text{m}$, $h=10\text{m}$ C40/50, S500 (διατομή 1) C20/25, S400 (διατομή 2)	C, D (EC8)	Δυναμική στο χρόνο (κώδικας πεπερασμένων στοιχείων Abaqus)
<i>D: διάμετρος, t: πάχος διατομής, h: βάθος σήραγγας (οροφή)</i>			



Σχήμα 3.1.26: Αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες με διάνοιξης σε αλλουβιακές αποθέσεις υπό εδαφική ταλάντωση (Argyroudis and Pitilakis 2012)



Σχήμα 3.1.27: Αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες cut & cover σε αλλουβιακές αποθέσεις υπό εδαφική ταλάντωση (Argyroudis and Pitilakis 2012)



Σχήμα 3.1.28: Αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για κυκλικές σήραγγες σε αλλουβιακές αποθέσεις υπό εδαφική ταλάντωση (Αργυρούδης και συν. 2014).

3.1.9 Καμπύλες τρωτότητας για οδούς (σε επίχωμα, όρυγμα, πρανή ή γενικευμένες)

3.1.9.1 Εμπειρικές

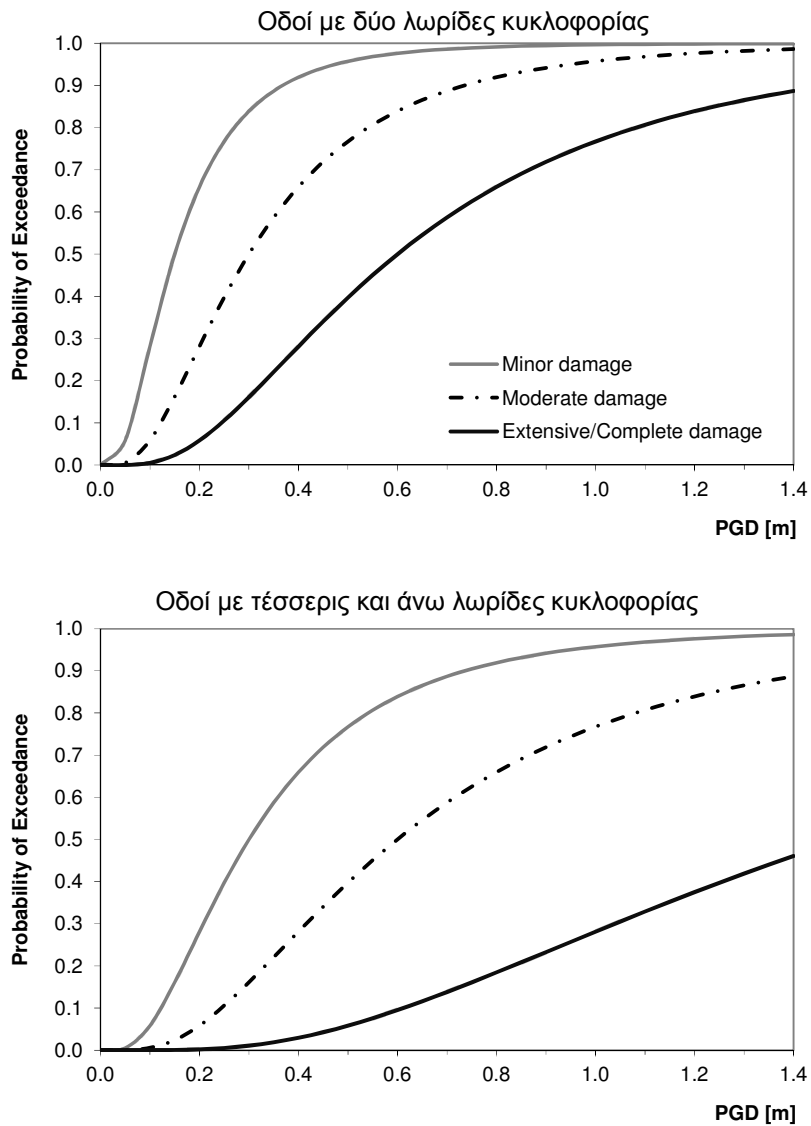
Η αστοχία του εδάφους λόγω ρευστοποίησης, πλευρικής μετακίνησης, καθιζήσεων ή εδαφικής διάρρηξης έχει ως αποτέλεσμα την πρόκληση μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων, εξαιτίας των οποίων είναι δυνατό να σημειωθούν βλάβες σε υπερκείμενες οδούς. Οι προτεινόμενες από το HAZUS (NIBS 2004) καμπύλες τρωτότητας για οδούς λόγω εδαφικής αστοχίας είναι οι πλέον διαδεδομένες. Έχουν προκύψει με βάση την «ποσοτικοποιημένη» εμπειρη κρίση, ωστόσο ελλείπει άλλων προσεγγίσεων είναι αποδεκτές για την προκαταρκτική εκτίμηση της απόκρισης ενός δρόμου. Οι στάθμες βλάβης (μικρές, μέτριες, εκτενείς/πλήρεις) περιγράφονται ποιοτικά, με βάση το εύρος καθίζησης ή πλευρικής μετατόπισης του εδάφους και κατ' επέκταση του οδοστρώματος. Οι καμπύλες διαφοροποιούνται σε δύο κατηγορίες με βάση τη γεωμετρία και ιεράρχηση της οδού, που για τον ελλαδικό χώρο αντιστοιχούν σε οδούς με δύο λωρίδες κυκλοφορίας ή σε οδούς με τέσσερις και άνω λωρίδες. Το γεγονός ότι ένα οδόστρωμα είναι ένα απλό τεχνικό έργο σε σχέση με άλλες κατασκευές, καθιστά εφικτή την ποιοτική εκτίμηση της συμπεριφοράς του για διαφορετικά επίπεδα εδαφικής αστοχίας, καθώς ακολουθεί τις παραμορφώσεις του

εδάφους. Επομένως οι προτεινόμενες καμπύλες θεωρούνται γενικευμένες, καθώς δίνουν μια ρεαλιστική εικόνα του αναμενόμενου βαθμού τρωτότητας της οδού ανεξαρτήτως της τοπογραφίας (επίχωμα, όρυγμα ή επίπεδο έδαφος).

Στον Πίνακα 3.1.8 γίνεται συνοπτική περιγραφή των σταθμών βλάβης λόγω εδαφικής αστοχίας που στηρίζεται στις παρατηρήσεις από προηγούμενους σεισμούς και στη βιβλιογραφία, ενώ προτείνεται ποιοτική αντιστοίχιση με τη λειτουργικότητα της οδού, η οποία αποτυπώνει το επίπεδο κυκλοφοριακής ικανότητας της οδού (Αργυρούδης 2010). Οι προτεινόμενες καμπύλες τρωτότητας χρησιμοποιούν ως παράμετρο της σεισμικής έντασης τη μόνιμη εδαφική παραμόρφωση (PGD), ενώ εκφράζονται ως λογαριθμοκανονικές συναρτήσεις σωρευτικής κατανομής δύο παραμέτρων (διάμεσος τιμή κατωφλίου και διασπορά β) για κάθε στάθμη βλάβης. Οι παράμετροι και οι καμπύλες τρωτότητας δίνονται στον Πίνακα 3.1.9 και στο Σχήμα 3.1.29 αντίστοιχα.

Πίνακας 3.1.8: Ορισμός σταθμών βλάβης για οδούς υπό εδαφική αστοχία.

Στάθμη βλάβης	Περιγραφή	Επίπεδο λειτουργίας της οδού
Καθόλου	Καθόλου βλάβες στο οδόστρωμα	Ανοικτή οδός
Μικρές	Μικρές καθιζήσεις (<30cm) ή πλευρικές μετακινήσεις του οδοστρώματος	Ανοικτή οδός για την κυκλοφορία οχημάτων. Μειωμένες ταχύτητες κατά τη διάρκεια των εργασιών αποκατάστασης.
Μέτριες	Μέτριου επιπέδου καθιζήσεις (~30-60cm) ή πλευρικές μετακινήσεις του οδοστρώματος	Κλειστή οδός κατά τη διάρκεια εργασιών προσωρινής αποκατάστασης (λίγες ημέρες). Μερικός αποκλεισμός της οδού κατά τη διάρκεια των εργασιών οριστικής αποκατάστασης (λίγες ημέρες έως εβδομάδες). Η διάρκεια και ο βαθμός αποκλεισμού εξαρτώνται από το μήκος και πλάτος της οδού που έχει υποστεί βλάβες.
Εκτενείς/ Πλήρεις	Μεγάλες καθιζήσεις (>60cm) ή πλευρικές μετακινήσεις του οδοστρώματος	Κλειστή οδός κατά τη διάρκεια εργασιών προσωρινής αποκατάστασης (λίγες ημέρες έως εβδομάδες). Μερικός αποκλεισμός της οδού κατά τη διάρκεια των εργασιών οριστικής αποκατάστασης (λίγες εβδομάδες έως μήνες). Η διάρκεια και ο βαθμός αποκλεισμού εξαρτώνται από το μήκος της οδού που έχει υποστεί βλάβες.

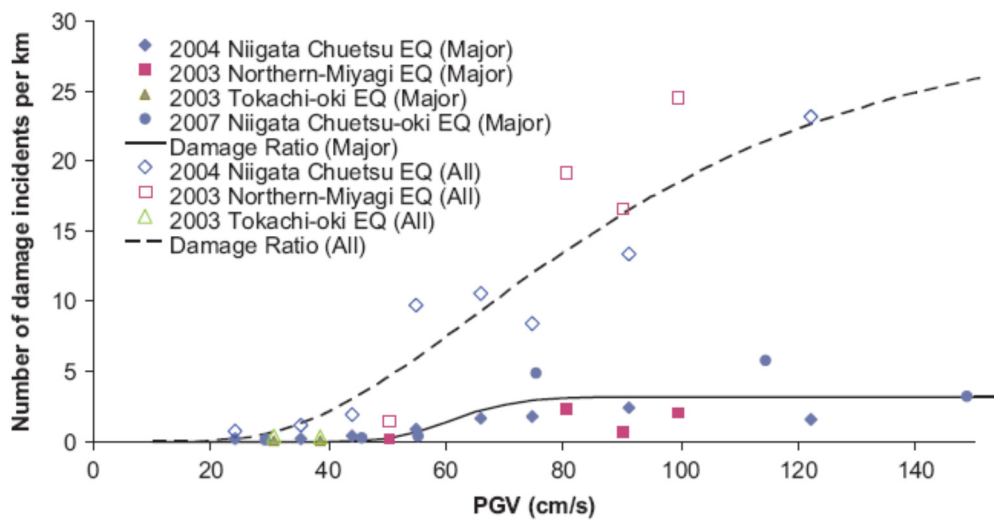


Σχήμα 3.1.29: Καμπύλες τρωτότητας για οδούς υπό μόνιμη εδαφική μετακίνηση (από NIBS 2004).

Πίνακας 3.1.9: Παράμετροι καμπυλών τρωτότητας για οδούς υπό εδαφική αστοχία (από NIBS 2004).

Τυπολογία οδού	Στάθμη βλάβης	Μόνιμη Εδαφική Μετακίνηση (PGD)	
		Διάμεσος τιμή (m)	β
Οδοί με 2 λωρίδες κυκλοφορίας	Μικρές	0.15	0.70
	Μέτριες	0.30	0.70
	Εκτενείς/ Πλήρεις	0.60	0.70
Οδοί με 4 και άνω λωρίδες κυκλοφορίας	Μικρές	0.30	0.70
	Μέτριες	0.60	0.70
	Εκτενείς/ Πλήρεις	1.50	0.70

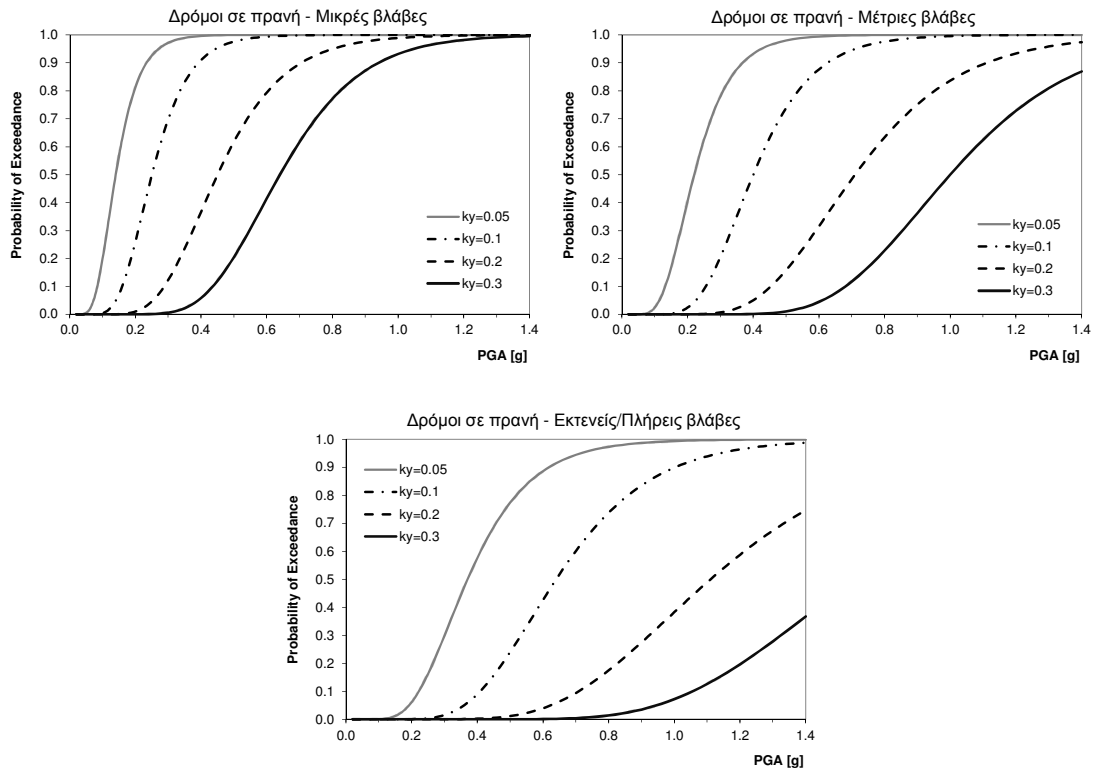
Οι Maruyama et al. (2010) ανέπτυξαν εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για αυτοκινητόδρομους σε επιχώματα, με βάση παρατηρήσεις από σεισμούς στην Ιαπωνία (2003 Northern-Miyagi, 2003 Tokachi-oki, 2004 Niigata Chuetsu, 2007 Niigata Chuetsu-oki). Οι καμπύλες συσχετίζουν τον αριθμό βλαβών ανά χιλιόμετρο της οδού με τη κορυφαία τιμή εδαφικής ταχύτητας (PGV). Η τελευταία εκτιμήθηκε για τις θέσεις των παρατηρούμενων βλαβών, μέσω των πλησιέστερων καταγραφών, καθώς και μέσω σχέσεων απόσβεσης σε συνδυασμό με τεχνικές παρεμβολής τιμών. Τέλος, οι Winter et al. (2014) προτείνουν καμπύλες τρωτότητας για δρόμους που εκτίθενται σε υλικά κατολίσθησης προερχόμενα από ανάντη πρηνή. Οι καμπύλες είναι αποτέλεσμα επεξεργασίας απαντήσεων από εμπειρογνώμονες μέσω ερωτηματολογίων που συσχετίζουν τον όγκο των υλικών κατολίσθησης με την πιθανότητα αποκλεισμού της οδού.



Σχήμα 3.1.30: Εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας για οδούς σε επιχώματα (Maruyama et al. (2010))

Για την περίπτωση δρόμων σε πρηνή οι Argyroudis and Καγνία (2014) προτείνουν καμπύλες τρωτότητας λαμβάνοντας υπόψη την κρίσιμη επιτάχυνση (k_y) ολίσθησης και συσχετίζοντας την μόνιμη εδαφική παραμόρφωση (PGD) με την εδαφική επιτάχυνση (PGA) μέσω της εμπειρικής σχέσης των Bray and Tranasarou (2007) προκειμένου να προσδιορίσουν τις παραμέτρους των καμπυλών τρωτότητας για μικρές, μέτριες και εκτενείς βλάβες (Σχήμα 3.1.31, Πίνακας 3.1.10).

Γενικότερα, ελλείψει άλλων προσεγγίσεων, οι παραπάνω μέθοδοι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την προκαταρκτική εκτίμηση της διακινδύνευσης του δικτύου.



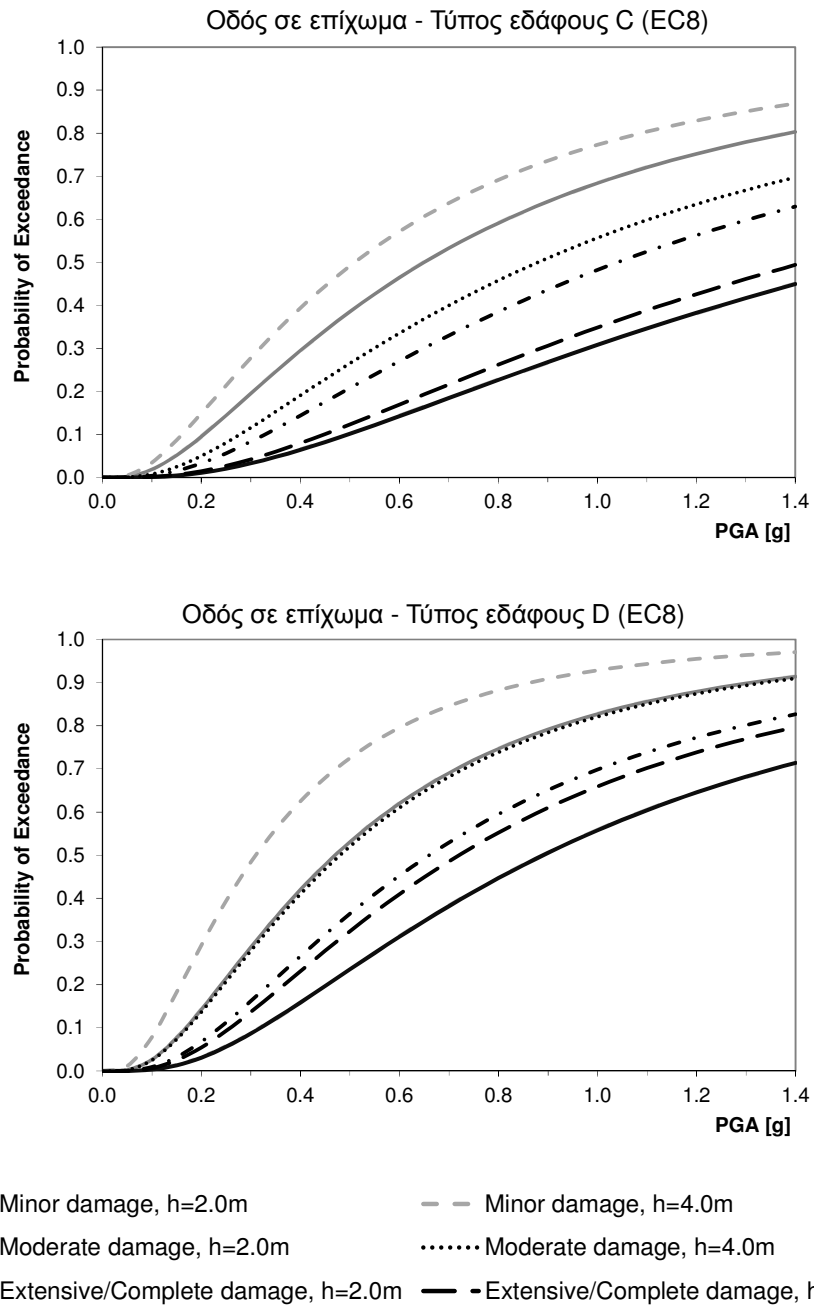
Σχήμα 3.1.31: Καμπύλες τρωτότητας για οδούς σε ολισθαίνοντα πρηνή υπό εδαφική ταλάντωση (Argyroudis and Karynia 2014).

Πίνακας 3.1.10: Παράμετροι καμπυλών τρωτότητας για οδούς σε ολισθαίνοντα πρηνή για διαφορετικές τιμές κρίσιμης επιτάχυνσης k_y (Argyroudis and Karynia 2014).

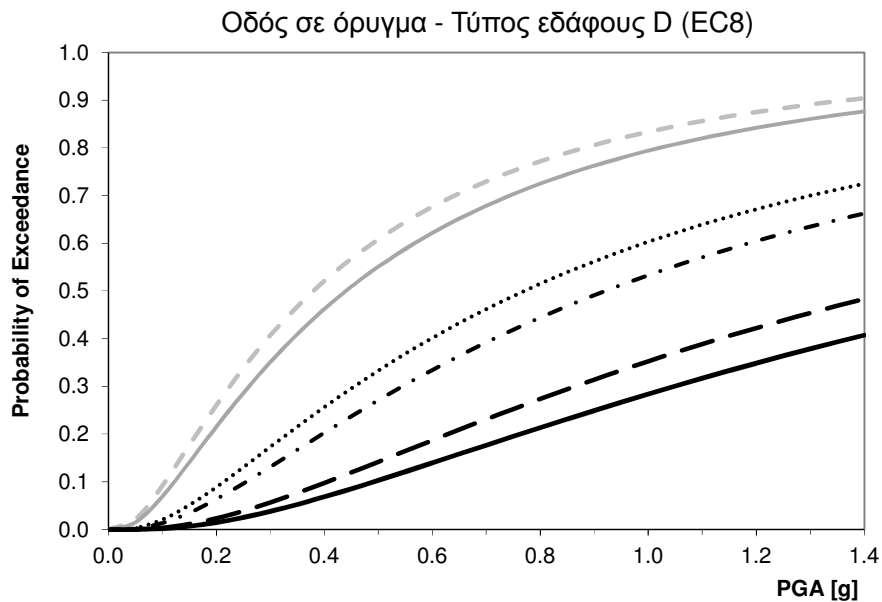
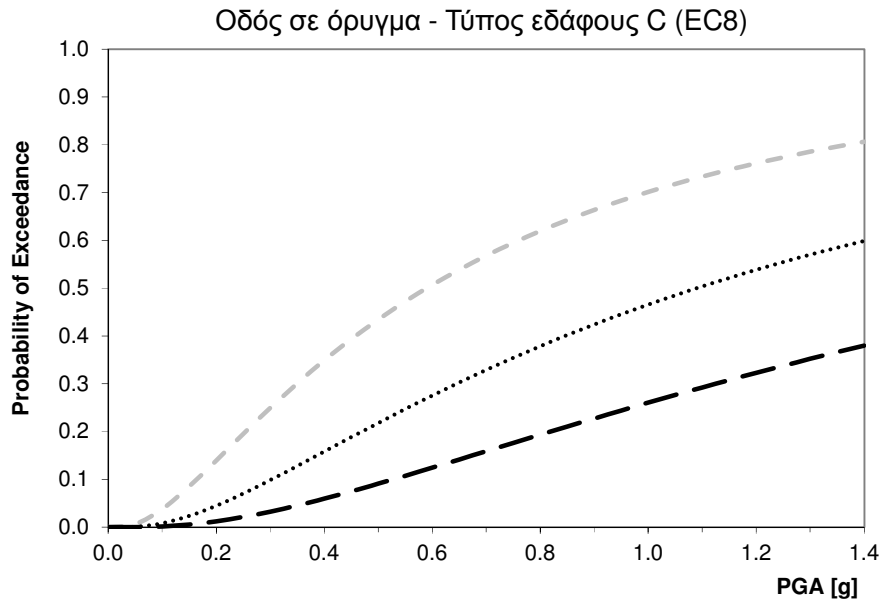
Στάθμη βλάβης	$k_y=0.05$		$k_y=0.1$		$k_y=0.2$		$k_y=0.3$	
	μ (g)	β	μ (g)	β	μ (g)	β	μ (g)	β
Μικρές	0.14	0.40	0.25	0.35	0.45	0.35	0.64	0.30
Μέτριες	0.22	0.40	0.40	0.35	0.71	0.35	1.00	0.30
Εκτενείς/ Πλήρεις	0.37	0.40	0.64	0.35	1.11	0.35	1.55	0.30

3.1.9.2 Αναλυτικές

Ακολουθώντας την μεθοδολογία του Σχήματος 3.1.25 οι Argyroudis and Karynia (2014) προτείνουν αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για οδούς σε επίχωμα ή όρυγμα. Θεωρήθηκαν τυπικές γεωμετρίες ύψους 2.0m και 4.0m για το επίχωμα και 4.0m και 6.0m για το όρυγμα. Το πλάτος στην κορυφή του επιχώματος και στη βάση ορύγματος θεωρήθηκε ίσο με 20m. Θεωρήθηκαν δυο εδαφικά προφίλ πάχους 50m που αντιστοιχούν σε κατηγορίες εδάφους C και D σύμφωνα με τον EC8. Το αριθμητικό προσομοίωμα εδάφους-επιχώματος /ορύγματος υποβλήθηκε σε δυναμική φόρτιση κλιμακούμενης έντασης με διαφορετικές σεισμικές κινήσεις εισαγωγής στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D. Με βάση το εύρος των μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων στο επίχωμα/όρυγμα προσδιορίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας για μικρές, μέτριες και εκτενείς βλάβες της οδού. Στα Σχήματα 3.1.32, 3.1.33 και Πίνακες 3.1.11, 3.1.12 δίνονται οι αναλυτικώς εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας και οι παράμετροί τους.



Σχήμα 3.1.32: Αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για οδούς σε επίχωμα υπό εδαφική ταλάντωση (Argyroudis and Kavgia 2014).



- Minor damage, h=4.0m
- - - Moderate damage, h=4.0m
- • — Extensive/Complete damage, h=4.0m
- - - Minor damage, h=6.0m
- • • • • Moderate damage, h=6.0m
- • — Extensive/Complete damage, h=6.0m

Σχήμα 3.1.33: Αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για οδούς σε όρυγμα υπό εδαφική ταλάντωση (Argyroudis and Kagiya 2014).

Πίνακας 3.1.11: Παράμετροι αναλυτικών καμπυλών τρωτότητας για οδούς σε επίχωμα (Argyroudis and Kaynia 2014).

Στάθμη βλάβης	Τύπος εδάφους C				Τύπος εδάφους D			
	h = 2 m		h = 4 m		h=2m		h = 4 m	
	μ (g)	β	μ (g)	β	μ (g)	β	μ (g)	β
Μικρές	0.65	1.00	0.51	0.90	0.47	0.90	0.31	0.70
Μέτριες	1.04	1.00	0.88	0.90	0.66	0.90	0.48	0.70
Εκτενείς/ Πλήρεις	1.57	1.00	1.42	0.90	0.89	0.90	0.72	0.70

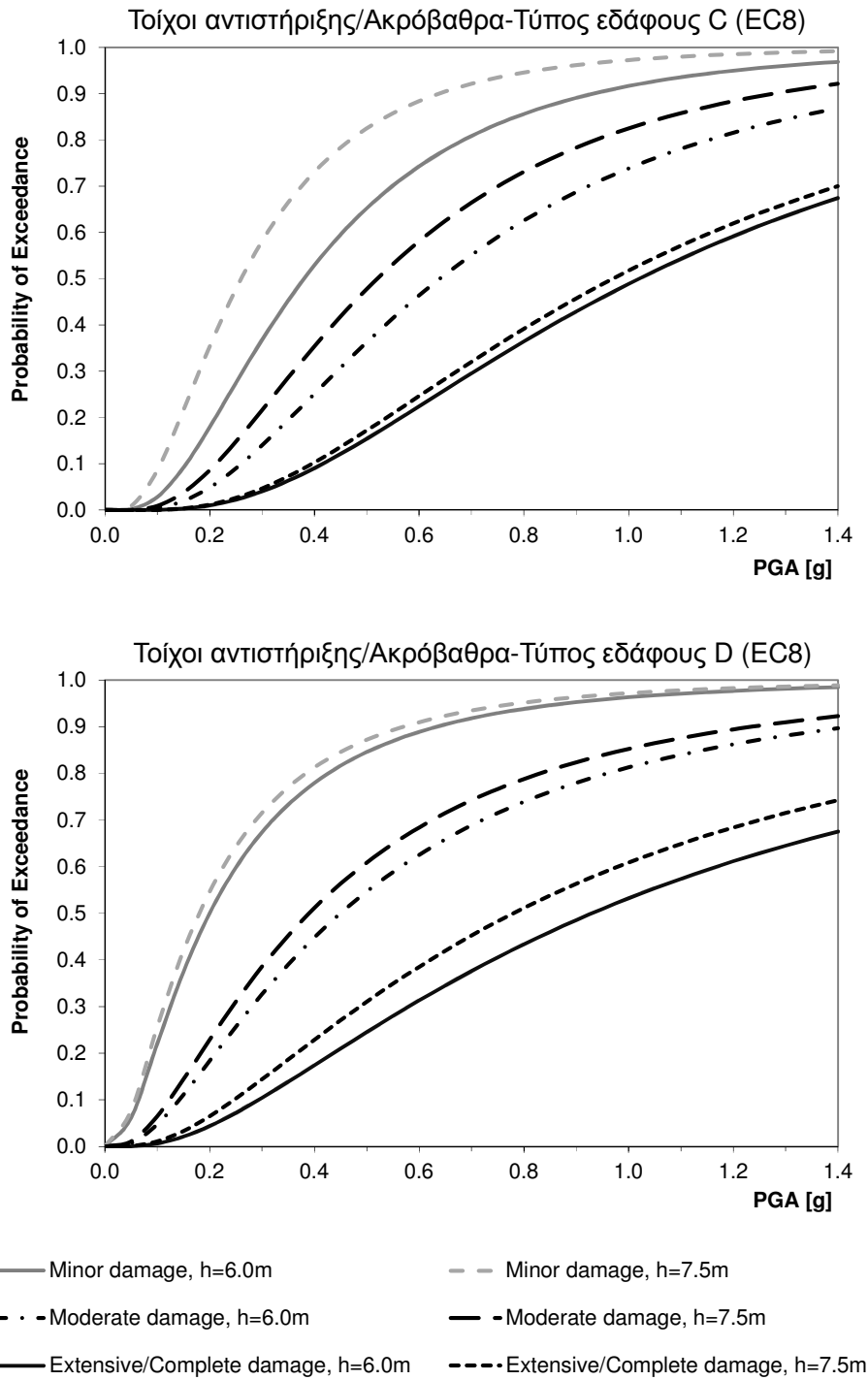
Πίνακας 3.1.12: Παράμετροι αναλυτικών καμπυλών τρωτότητας για οδούς σε όρυγμα (Argyroudis and Kaynia 2014).

Στάθμη βλάβης	Τύπος εδάφους C		Τύπος εδάφους D			
	h= 6m		h= 4 m		h= 6 m	
	μ (g)	β	μ (g)	β	μ (g)	β
Μικρές	0.59	1.00	0.44	1.00	0.38	1.00
Μέτριες	1.09	1.00	0.92	1.00	0.77	1.00
Εκτενείς/ Πλήρεις	1.90	1.00	1.77	1.00	1.46	1.00

3.1.10 Καμπύλες τρωτότητας για ακρόβαθρα/τοίχους αντιστήριξης

Ο ATC-13 (1985) παρουσίασε μητρώα βλάβης για τοίχους αντιστήριξης συναρτήσεως του επιπέδου μακροσεισμικής έντασης (MMI) ως αποτέλεσμα έρευνας μέσω ερωτηματολογίων προς εμπειρογνώμονες. Επίσης, οι Salmon et al. (2003) παρουσίασαν αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για τοίχους αντιστήριξης του συστήματος BART ως συνάρτηση της PGA, ενώ οι Werner et al. (2006) προτείνουν όρια τιμών μόνιμης εδαφικής παραμόρφωσης για διαφορετικές στάθμες βλάβης (σε οδόστρωμα και επίχωμα πρόσβασης), συσχετίζοντας με διάρκεια και κόστος αποκατάστασης βλαβών για αυτοκινητοδρόμους στην Καλιφόρνια, χωρίς όμως να δίνουν καμπύλες τρωτότητας.

Ακολουθώντας την μεθοδολογία του Σχήματος 3.1.25 οι Argyroudis et al. (2013) προτείνουν αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για ακρόβαθρα γεφυρών μη μονολιθικής σύνδεσης. Θεωρήθηκαν τυπικές γεωμετρικές τοίχου ύψους 6.0m και 7.5m με επιφανειακή θεμελίωση, καθώς και δυο εδαφικά προφίλ πάχους 50m που αντιστοιχούν σε κατηγορίες εδάφους C και D σύμφωνα με τον EC8. Το αριθμητικό προσομοίωμα εδάφους – ακροβάθρου –επίχωματος υποβλήθηκε σε δυναμική φόρτιση κλιμακούμενης έντασης με διαφορετικές σεισμικές κινήσεις εισαγωγής στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D. Με βάση το εύρος των μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων στο επίχωμα πίσω από τον τοίχο προσδιορίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας για μικρές, μέτριες και εκτενείς βλάβες. Στο Σχήμα 3.1.34 και Πίνακα 3.1.13 δίνονται οι αναλυτικώς εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας και οι παράμετροί τους.



Σχήμα 3.1.34: Αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας για τοίχους αντιστήριξης / μή μονολιθικά ακρόβαθρα γεφυρών υπό εδαφική ταλάντωση (Argyroudis et al. 2013).

Πίνακας 3.1.13: Παράμετροι αναλυτικών καμπυλών τρωτότητας για οίχους αντιστήριξης / μή μονολιθικά ακρόβαθρα γεφυρών (Argyroudis et al. 2013).

Στάθμη βλάβης	Τύπος εδάφους C				Τύπος εδάφους D			
	h= 6 m		h= 7.5m		h= 6 m		h= 7.5m	
	μ (g)	β	μ (g)	β	μ (g)	β	μ (g)	β
Μικρές	0.38	0.70	0.26	0.70	0.20	0.90	0.18	0.90
Μέτριες	0.64	0.70	0.52	0.70	0.45	0.90	0.39	0.90
Εκτενείς/ Πλήρεις	1.02	0.70	0.97	0.70	0.93	0.90	0.78	0.90

3.1.11 Βιβλιογραφία παραδοτέου 3.1

- American Lifelines Alliance (2001a). Seismic Fragility Formulations for Water Systems. Part 1 – Guideline. ASCE-FEMA, 104 pp.
- American Lifelines Alliance (2001b). Seismic Fragility Formulations for Water Systems. Part 2 – Appendices. ASCE-FEMA, 239 pp.
- Argyroudis S, Kaynia AM, Pitilakis K (2013). Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 50: 106-116.
- Argyroudis S, Kaynia AM (2014). Fragility functions of highway and railway infrastructure In: Pitilakis K, Crowley H, Kaynia AM (eds) SYNER-G: Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* 27, doi: 10.1007/978-94-007-7872-6_10, Springer Science+Business Media Dordrecht.
- Asakura T, Sato Y. (1998). Mountain Tunnels Damage in the 1995 HYGOKEN-NANBU Earthquake. Railway Technical Research Institute (RTRI), 39(1): 9–16.
- Applied Technology Council (1985). ATC-13-Earthquake Damage Evaluation Data for California, Redwood City, California.
- Applied Technology Council (1991). ATC-25-Seismic Vulnerability and Impact of Disruption on Conterminous United States, Redwood City, California.
- Argyroudis S, Pitilakis K (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35: 1–12.
- Argyroudis S, Kaynia AM, Pitilakis K (2013). Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 50: 106-116.
- Aydan O. (2004). A Reconnaissance Report on Niigata-Ken Chuetsu Earthquake of October 23, 2004. Tokai University, Department of Marine Civil Engineering Shizuoka, Japan.
- Bardet JP. (2004). Preliminary Observations of the Niigata-ken Chuetsu, Japan, Earthquake of October 23, 2004. GEER Association Report No. GEER-009.
- Basöz NI, Kiremidjian AS, King SA, Law KH (1999). Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake, *Earthquake Spectra* 15(1): 25-54.
- Basöz NI, Kiremidjian AS. (1998). Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta and Northridge, California Earthquake. Technical Report MCEER-98-0004, State University of New York, Buffalo.
- Bray J, Frost D. (editors) (2010). Geo-Engineering Reconnaissance of the February 27, 2010 Maule, Chile Earthquake. Electronic version 1: April 15, available at GEER Association website.
- Bray J, Travasarou Th (2007) Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4): 381-392.
- Bruneau M. (1998). Performance of Steel Bridges during the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe, Japan) earthquake-a North American Perspective. *Engineering Structures*, 20(12): 1063-1078.
- Buckle IG. (1991). Screening Procedures for the Retrofit of Bridges. Proceedings of 3rd US Conference on Lifeline Earthquake Engineering, TCLEE/ASCE, Monograph No.4, edited by M. Cassaro, 156-165.
- Buckle I, Cooper J (1995). Mitigation of Seismic Damage to Lifelines: Highways and Railroads. In: Schiff, A. and Buckle, I. (Editors), *Critical Issues and State-of-the-Art in Lifeline Earthquake Engineering*. Monograph No. 7, TCLEE/ASCE, October 1995, 70-87.
- Byers W, Edwards C, Tang A, Eidinger J, Roblee C, Yashinsky M, Bardet JP, Swift J. (2000). Performance of Transportation Systems after the 1999 Kocaeli Earthquake, *Earthquake Spectra*, 16(S1): 403-410.
- Calvi GM, Pinho R, Magenes G, Bommer JJ, Restrepo-Velez LF, Crowley H (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *Journal of Earthquake Technology* 43(3): 75-104.

- Cooper JD, Buckle I. (1995). Lessons from the Kobe Quake. *Public Roads*, 59(2): 28-37.
- Corigliano M. (2007). Seismic response of deep tunnels in near-fault conditions. PhD dissertation. Politecnico di Torino, Italy.
- Dimitriou P, Karakostas C, Lekidis V. (2000). The Athens (Greece) Earthquake of 7 September 1999: The Event, its Effects and the Response, in *Proceedings of the EuroConference on Global Change and Catastrophe Risk Management: Earthquake Risks in Europe IIASA, Laxenburg, Austria 6–9 July*.
- Dowding CH, Rozen A. (1978). Damage to Rock Tunnels from Earthquake Shaking. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104 (2): 175-191.
- Dolce M, Giovinazzi S, Iervolino I, Nigro E, Tang A. (2010). Emergency Management for Lifelines and Rapid Response after L'Aquila Earthquake. *Progettazione Sismica. Seismic Design Journal*. Vol 3, November, IUSS PRESS Editor. ISSN 1973-7432.
- EERI (1990). Loma Prieta Earthquake Reconnaissance Report, *Earthquake Spectra*, Supplement to Volume 6.
- EERI (1991). Costa Rica Earthquake Reconnaissance Report. Chapter 7: Lifelines. *Earthquake Spectra*, Supplement B to Volume 7.
- EERI (1995a). Hokkaido Earthquake Reconnaissance Report. *Earthquake Spectra*, Supplement A to Vol. 11.
- EERI (1995b). Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report. Chapter 6: Highway bridges and traffic management, *Earthquake Spectra*, Supplement C to Vol. 11.
- EERI (2000). 1999 Kocaeli, Turkey, Earthquake Reconnaissance Report. Chapter 18: Impact on Highway structures, *Earthquake Spectra*, supplement to Vol. 16: 411-435.
- EERI (2001). Chi-Chi Earthquake Reconnaissance Report, *Earthquake Spectra*, Supplement to Vol. 17.
- EERI (2009). The Mw 6.3 Abruzzo, Italy, Earthquake of April 6, 2009. *EERI Special Earthquake Report — June 2009*.
- Elnashai A, Borzi B, Vlachos S. (2004). Deformation-based Vulnerability Functions for RC Bridges, *Structural Engineering and Mechanics*, 17(2): 215-244.
- EPPO-ITSAK (2014). Strong Ground Motion of the February 3, 2014 (M6.0) Cephalonia Earthquake: Effects on Soil and Built Environment in Combination with the January 26, 2014 (M6.1) Event. Final Report.
- Erdik M. (2000). Report on 1999 Kocaeli and Duzce (Turkey) Earthquakes. Bogazici University, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute Department of Earthquake Engineering, Istanbul. 37 pp. Report no: 2000-12.
- Japan Road Association (2007). Guideline for restoration work of road after earthquakes (in Japanese).
- Kappos A, Panagopoulos G, Panagiotopoulos Ch, Penelis G. (2006). A Hybrid Method for the Vulnerability Assessment of R/C and URM Buildings. *Bull. Earthquake Engineering*, 4: 391–413.
- Karim KR, Yamazaki F. (2003). A Simplified Method of Constructing Fragility Curves for Highway Bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(10): 1603-1626.
- Kawashima K, Hashimoto T, Suzuki T. (1999). Damage of Transportation Facilities in the 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake. Report No. TIT/EERG 99-8, Earthquake Engineering Research Group, Tokyo Institute of Technology.
- Kawashima K, Unjoh S. (1997). The Damage of Highway Bridges in the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake and its Impact on Japanese Design, *Journal of Earthquake Engineering*, 1(3): 505-541.
- Kawashima K. (2000). Seismic Design and Retrofit of Bridges. *Proc. of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, NZ.
- Kayen et al. (2007). Preliminary Observations on the Niigata-Chuetsu Oki, Japan, Earthquake of July 16, 2007. *EERI-GEER Web Report 2007–1 v.7*.
- MCEER (2000). The Chi-Chi, Taiwan Earthquake of September 21, 1999: Reconnaissance Report, MCEER-00-0003 (Edited by G.C.Lee, C.H.Loh), State University of New York, Buffalo.

- Meymand PJ. (1998). Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction In Soft Clay, PhD Thesis, University of California, Berkeley.
- Moschonas I, Kappos A, Panetsos P, Papadopoulos V, Makarios T, Thanopoulos P. (2009). Seismic Fragility Curves for Greek Bridges: Methodology and Case Studies, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(2): 439-468.
- Mouroux P, Bertrand E, Bour M, Le Brun B, Depinois S, Masure P. (2004). The European RISK-UE project: an Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios. Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada, paper 3329 (CD-Rom).
- National Institute of Building Sciences (NIBS) (2004). HAZUS-MH: User's Manual and Technical Manuals. Report prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- NCEER (1995). The Hanshin-Awaji Earthquake of January 17, 1995: Performance of Lifelines, Technical Report NCEER-95-0015 (Edited by M. Shinozuka), State University of New York, Buffalo.
- Nielson BG, DesRoches R. (2007). Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges Using a Component Level Approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36: 823–839
- Ohkubo K, Fujioka K, Yasuda S (2009). Slump failure of highway embankments during the 2004 Niigata ken Chuetsu earthquake. *Earthquake geotechnical case histories for performance-based design – (edited by Kokusho T.)* Taylor & Francis Group, London.
- Owen GN, Scholl RE. (1981). Earthquake Engineering of Large Underground Structures, Prepared for the Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195, 279p, URS/John A. Blume and Ass.
- Palermo A, Le Heux M, Bruneau M, Anagnostopoulou M, Wotherspoon L, Hogan L (2010). Preliminary Findings on Performance of Bridges in the 2010 Darfield Earthquake. *Bull. NZSEE*, 43(4): 412-420.
- Palermo A, Wotherspoon L, Wood J, Chapman H, Scott A, Hogan L, Kivell A, Camnasio E, Yashinsky M, Bruneau M, Chou N (2011). Lessons Learnt from 2011 Christchurch Earthquakes: Analysis and Assessment of Bridges. *Bull. NZSEE*, 44(4): 319-333.
- Penzien J. (2001). Seismic Performance of Transportation Structures. Proceedings of the China-U.S. Millennium Symposium in Earthquake Engineering, Beijing, China, November 8-11, 2000, Balkema Press, Rotterdam, 22p.
- Perkins J, Chuaqui B, Wyatt E (1997). Pre-Earthquake Planning for Post-Earthquake Transportation System Recovery in the San Francisco Bay Region, Association of Bay Area Governments, Publ. Numb.: P97002EQK, Oakland, CA.
- Pitilakis K, Alexoudi A, Argyroudis S, Monge O, Martin C. (2006). Earthquake Risk Assessment of Lifelines, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue: The Risk-UE Project, 4(4): 365-390.
- Pitilakis K, Crowley E, Kaynia A (eds) (2014a) SYNER-G: Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk. Series: Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 27, ISBN 978-94-007-7871-9, Springer Netherlands.
- Pitilakis K, Franchin P, Khazai B, Wenzel H. (eds) (2014b). SYNER-G: Systemic seismic vulnerability and risk assessment of complex urban, utility, lifeline systems and critical facilities. Methodology and Applications. Series: Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 31, ISBN 978-94-017-8834-2, Springer Netherlands.
- Pomonis A. (2002). The Mount Parnitha (Athens) Earthquake of September 7, 1999: A Disaster Management Perspective, *Natural Hazards*, 27: 171–199.
- Porter KA. (2004). A Survey of Bridge Practitioners to Relate Damage to Closure, Report EERL 2004-07, California Institute of Technology, Pasadena, CA.
- Power M, Rosidi D, Kaneshiro J, Gilstrap S, Chiou SJ. (1998). Summary and Evaluation of Procedures for the Seismic Design of Tunnels, Final Report for Task 112-D-5.3(c), MCEER Highway Project, Sponsored by US Department of Transportation, Federal Highway Administration, FHWA Contract Number DTFH61-92-C-00112.
- Priestley MJN, Seible F, Calvi GM (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, ISBN 0-471-57998-X.

- Seible F, Priestley MJN. (1999). Lessons Learned from Bridge Performance during Northridge Earthquake. Seismic Response of Concrete Bridges, F. Seible and M.J.N. Priestley, eds., ACI, Farmington Hills, Michigan, 29-55.
- Sharma S, Judd WR. (1991). Underground Opening Damage from Earthquakes. *Engineering Geology*, 30: 263-276.
- Shinozuka M, Feng MQ, Kim H-K, Uzawa T, Ueda T. (2003). Statistical Analysis of Fragility Curves, Technical Report MCEER-03-0002, State University of New York, Buffalo.
- TCLEE (1995). Northridge Earthquake: Lifeline Performance and Post-Earthquake Response, (Edited by A. Schiff), TCLEE/ASCE, Monograph No. 8.
- Wang JM. (1985). The distribution of Earthquake Damage to Underground Facilities during the 1976 Tang-Shan Earthquake, *Earthquake Spectra*, 1(4): 741-757.
- Wang JN. (1993). Seismic Design of Tunnels. A Simple State-of-the-art Design Approach. Published by Parsons Brinckerhoff Inc. One Penn Plaza, New York.
- Wang WL, Wang TT, Su JJ, Lin CH, Seng CR. (2001). Assessment of Damages in Mountain Tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(3):133-150.
- Winter MG, Smith JT, Fotopoulou S, Pitilakis K, Mavrouli O-C, Corominas J, Argyroudis S (2014). An expert judgement approach to determining the physical vulnerability of roads to debris flow. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73: 291-305.
- Yashinsky M, Karshenas MJ (2003). Fundamentals of Seismic Protection for Bridges, Monograph 9, Earthquake Engineering Research Institute.
- Yamazaki F, Motomura H, Hamada T (2000). Damage Assessment of Expressway Networks in Japan based on Seismic Monitoring. Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Paper No. 0551.
- Αργυρούδης Σ. (2010) Συμβολή στη σεισμική τρωτότητα και διακινδύνευση συγκοινωνιακών δικτύων σε αστικό περιβάλλον, Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Αργυρούδης Σ, Τσινίδης Γ, Gatti F, Πιτιλάκης Κ. (2014) Επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη σεισμική τρωτότητα σηράγγων μικρού βάθους, 7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα, 5-7 Νοεμβρίου.
- Ζέρβας Σ. (1987). Σχέση μεταξύ του Εδάφους Θεμελίωσης και των Καταστροφικών Αποτελεσμάτων των Σεισμών. Ερμηνεία της Σεισμικής Επικινδυνότητας Βασισμένη στις Φυσικοχημικές Συνθήκες των Αργίλων. Δελτίο Ελληνικής Γεωλογικής Εταιρείας. Τομ. XIX, σ. 165-175.
- ΙΤΣΑΚ (2008). Τεχνική Έκθεση: Ο Σεισμός Αχαΐας - Ηλείας, M=6.5, 8 Ιουνίου 2008 (www.itsak.gr).
- Κάππος ΑΙ (ΕΥ) και συνεργάτες (2007). Αντισεισμική Προστασία Γεφυρών (ΑΣΠροΓε), Ερευνητικό Πρόγραμμα, Γενική Γραμματεία Έρευνας και Τεχνολογίας (ΓΓΕΤ), Τελική Έκθεση <http://nisida.civil.auth.gr/asproge/FinalReport.pdf>
- ΟΑΣΠ (2002). Συμπλήρωση και Επέκταση Μεθοδολογίας Προσεισμικού Ελέγχου Υφιστάμενων Γεφυρών με Πρακτικές Εφαρμογές, Ομάδα μελέτης: Α. Καραμάνος, Θ. Πανουτσόπουλος, Σ. Σταθόπουλος, Σ. Καρακατσανίδης.
- Πιτιλάκης Κ, Αναστασιάδης Α, Αργυρούδης Σ, Κακδέρη Κ, Αλεξούδη Α. (2008). Αποτίμηση Τρωτότητας και Διαχείριση Σεισμικής Διακινδύνευσης Δικτύων Κοινής Ωφέλειας, Υποδομών και Κρίσιμων Υπηρεσιών. Εφαρμογή στην Μητροπολιτική Θεσσαλονίκη. 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 5-7 Νοεμβρίου.
- Πιτιλάκης Κ. και συνεργάτες (2007). Ανάπτυξη Ολοκληρωμένης Μεθοδολογίας Εκτίμησης της Σεισμικής Τρωτότητας Δικτύων Κοινής Ωφέλειας, Υποδομών, Κτιρίων Στρατηγικής Σημασίας για τη Διαχείριση του Σεισμικού Κινδύνου σε Πολεοδομικά Συγκροτήματα. Εφαρμογή στο Πολεοδομικό Συγκρότημα Θεσσαλονίκης (SRM-LIFE), Ερευνητικό Πρόγραμμα, Γενική Γραμματεία Έρευνας και Τεχνολογίας (ΓΓΕΤ), Τελική Έκθεση.

- Ροβίθης Εμ. (2007). Δυναμική Ανάλυση Συζευγμένων Συστημάτων Εδάφους-Πασσαλοθεμελίωσης-Ανωδομής, Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Τίκα Θ, Πιτιλάκης Κ, Αναγνωστόπουλος Χ, Πετράκης Ν, Κούγκουλος Μ. (1997). Αστοχία λόγω Ρευστοποίησης του Αναχώματος της Γέφυρας Ρυμνίου κατά το Σεισμό Κοζάνης-Γρεβενών. 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Πάτρα, 20-22 Μαρτίου.