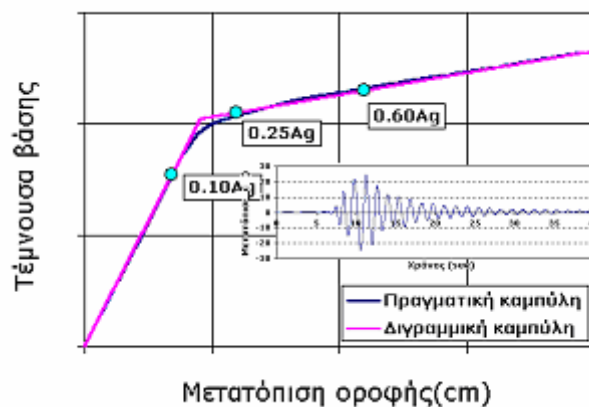




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ : ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ Γ. ΛΙΓΝΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΔΡ. ΧΑΡΗΣ Ι. ΓΑΝΤΕΣ

ΑΘΗΝΑ
Ιούλιος 2003



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ: ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ Γ. ΛΙΓΝΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΔΡ. ΧΑΡΗΣ Ι. ΓΑΝΤΕΣ**

**ΑΘΗΝΑ
ΙΟΥΛΙΟΣ 2003**

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο κύριος στόχος αυτής της διπλωματικής εργασίας, είναι να αξιολογήσει μια καινούργια σχετικά μέθοδο μη γραμμικής ανάλυσης, η οποία διατηρεί την απλότητα και την ταχύτητα που αναζητεί ο μηχανικός για τη μελέτη της συμπεριφοράς μιας μεταλλικής κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα συνδυάζει και αρκετά ικανοποιητική ακρίβεια όσον αφορά τα μεγέθη που εξετάζονται.

Με βάση την ιδιομορφική μη γραμμική στατική ανάλυση, που στηρίζεται στη θεωρία της δυναμικής των κατασκευών, εφαρμόζουμε στην κατασκευή μια σταθερή κατανομή δυνάμεων, η οποία προκύπτει με βάση τη σχέση $[s_n]=[m] \cdot [\Phi_n]$, όπου $[m]$ είναι το μητρώο μάζας και $[\Phi_n]$ είναι η n ιδιομορφή της κατασκευής. Με βάση τις δυνάμεις αυτές, εκτελούμε μία μη γραμμική στατική ανάλυση, με βάση την οποία προσδιορίζεται η σχέση τέμνουσας βάσης (V_{bn}) της κατασκευής, συναρτήσει της μετατόπισης u_{rn} της οροφής της (σχέση $V_{bn}-u_{rn}$), για τη συγκεκριμένη ιδιομορφή. Η καμπύλη αυτή, που είναι γνωστή και σαν καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, προσομοιώνεται διγραμμικά και μετατρέπεται σε σχέση φορτίου – μετατόπισης για το μη γραμμικώς συμπεριφερόμενο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα που αντιστοιχεί στην n ιδιομορφή. Η μέγιστη μετατόπιση D_n του συστήματος αυτού, όταν υποβάλλεται σε μια σεισμική διέγερση $\ddot{u}_g(t)$, χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της μέγιστης μετατόπισης «στόχου», στην οποία αντιστοιχεί η μέγιστη απόκριση r_{no} της κατασκευής. Συνδυάζοντας αυτές τις επιμέρους μέγιστες αποκρίσεις για τις αντίστοιχες ιδιομορφές, με χρήση κάποιου στατιστικού κανόνα, προκύπτει η ολική απόκριση της κατασκευής.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει από την εφαρμογή της ιδιομορφικής μη γραμμικής στατικής ανάλυσης και της μη γραμμικής ανάλυσης με χρονική ολοκλήρωση, που θεωρείται ως η ακριβέστερη μέθοδος, για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις, σε επίπεδα κανονικά μεταλλικά πλαίσια τριών, έξι και εννέα ορόφων, καταλαβαίνουμε ότι η μέθοδος προσδιορίζει αρκετά καλά τις μετατοπίσεις των ορόφων της κατασκευής, τα εντατικά μεγέθη, καθώς και τις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων. Επίσης προσδιορίζει τις θέσεις των περισσοτέρων πλαστικών αρθρώσεων με μια μικρή αδυναμία στους τελευταίους ορόφους, όταν η κατασκευή είναι αρκετά ψηλή.

Η μέθοδος της ιδιομορφικής μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, εφαρμόζεται και σε επίπεδα μεταλλικά πλαίσια που παρουσιάζουν μη κανονικότητα ως προς τη μάζα, τη γεωμετρία και τη δυσκαμψία. Τα αποτελέσματα για τα μεγέθη που αναφέραμε στην προηγούμενη παράγραφο, συγκρίνονται και πάλι με τα αντίστοιχα της μη γραμμικής ανάλυσης με χρονική ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης και μπορούμε να πούμε ότι είναι αρκετά ικανοποιητικά.

Για όλα τα μεταλλικά πλαίσια που εξετάσαμε, φαίνεται ότι υπάρχει ένας οριακός αριθμός ιδιομορφών που πρέπει να λαμβάνουμε υπόψη μας στις αναλύσεις. Μετά την κρίσιμη αυτή ιδιομορφή, οι περαιτέρω ιδιομορφές δεν φαίνεται να μεταβάλουν τα μεγέθη των κατασκευών. Για τη συντριπτική πλειοψηφία των διεγέρσεων που εξετάστηκαν, σε όλα τα μεταλλικά πλαίσια η μετατόπιση του πρώτου ορόφου τους είναι μη συντηρητική, με το σφάλμα πάντως να διατηρείται σε ανεκτά επίπεδα.

Ακόμη, η απαίτηση του ΕΑΚ2000 για τη θεώρηση όλων των ιδιομορφών που έχουν ιδιοπερίοδο πάνω από 0.20sec δεν φαίνεται να χρησιμεύει για τη βελτίωση του σφάλματος, όπου αυτό εμφανίζεται. Επίσης, αμφιβολίες υπάρχουν και για το δεύτερο βασικό κριτήριο του ΕΑΚ2000, σχετικά με το άθροισμα των δρυσών μαζών που θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Βέβαια, τα ζητήματα αυτά είναι ακόμη υπό έρευνα.

Γενικά η χρήση της ιδιομορφικής μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης μιας μεταλλικής κατασκευής, θα πρέπει να βασίζεται στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων της, που είναι το μέγεθος που σχετίζεται περισσότερο με τις βλάβες ενός κτιρίου.

ABSTRACT

The principal objective of this investigation is to evaluate a new nonlinear analysis method, which retains the simplicity and gives fast answers about the seismic response of a steel structure.

Modal Pushover Analysis (MPA), is based on structural dynamics theory, and according to the procedure, the steel structure is subjected to a set of lateral forces, which are distributed over the height of the building according to $[s_n]=[m] \cdot [\Phi_n]$, where $[m]$ is the mass matrix of the structure and $[\Phi_n]$ is the n^{th} mode of the structure. First, a pushover analysis is performed, which determines the Base Shear – roof displacement relationship ($V_{bn}-u_{rn}$), for the specific mode. This curve is idealized by a bilinear curve, according to a specific methodology, and it is transformed to the force – deformation relation for the n^{th} – mode inelastic Single Degree of Freedom (SDF) system. The peak deformation of the SDF system, when it is subjected to a seismic excitation $\ddot{u}_g(t)$, is used in order to determine the target roof displacement of the steel structure. It is the displacement for which, the peak response r_{no} , is determined by pushover analysis. Finally, the total response r_o , is determined by combining the r_{no} ($n=1,2,3\dots$) according to an appropriate modal combination rule.

Comparing the results of MPA and Nonlinear Time History Analysis (NL-THA) that were obtained for a 3-story, a 6-story and a 9-story steel moment frame, for a representative number of ground motions, we conclude that MPA provides good estimates of floor displacements, story drifts and identifies locations of most plastic hinges with a small difficulty at the upper floors, when the building is really tall.

We also evaluate the MPA to steel moment frames that are considered as not normal. The results from the comparison between MPA and NL-THA are very promising and it is worth to extend this research in the future.

For all the steel moment frames that we used to evaluate the MPA, we conclude that there is a critical number of modes that it is important for the MPA procedure, in order to have a good estimation of the response. Higher modes that are beyond this critical number do not have any significant influence to the response of a structure. In addition, for the majority of the ground motions that were examined, the displacement of the 1st floor, for all the steel moment frames, was unconservative, with an error being within reasonable levels.

The consideration to the response of a structure of modes with elastic period T_n over 0.20sec and with sum of their modal masses over the 90% of the total mass of the building, are two of the restrictions of the Greek Earthquake

Code that do not seem important when we choose the MPA to estimate seismic demands on steel structures, but these issues are still under investigation. Finally, if we choose to evaluate the seismic response of a steel structure with MPA, this evaluation should be based on story drifts known to be closely related to damage.