

# STRUCTURAL

magazine di ingegneria strutturale

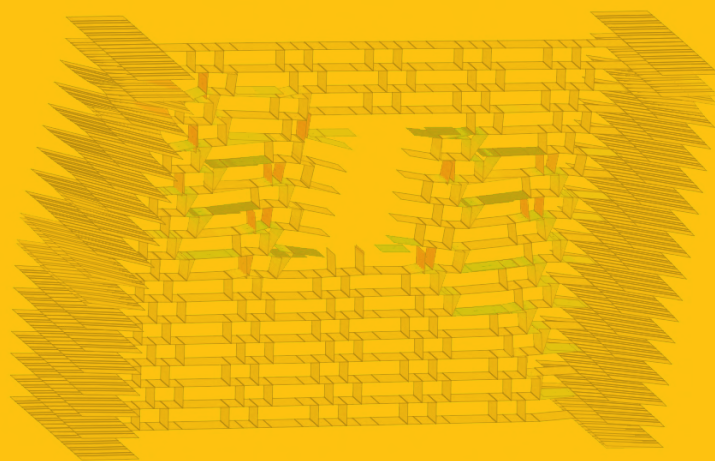
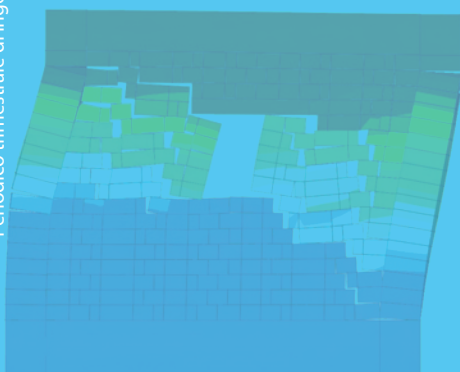
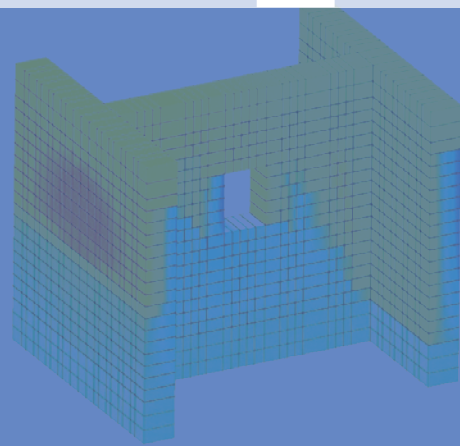
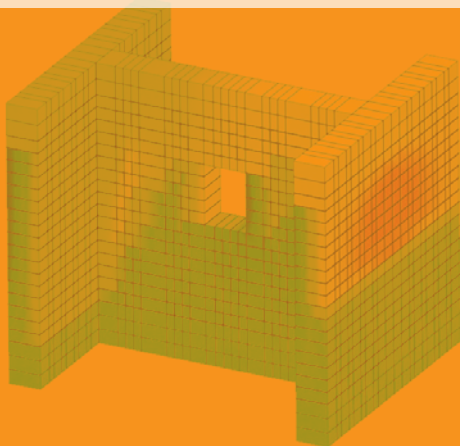
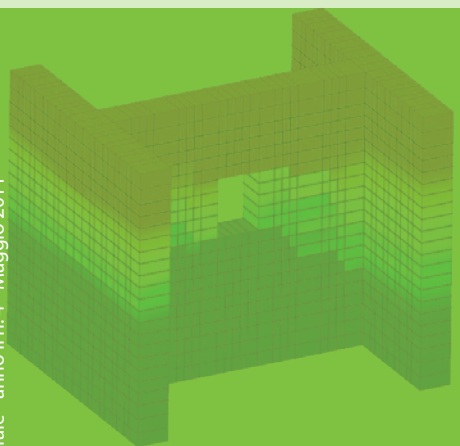
[www.structural-modeling.it](http://www.structural-modeling.it)

numero quattro

# M O D E L I N G



Periodico trimestrale di ingegneria strutturale - anno II n. 4 - Maggio 2011



## NEWS EVENTI

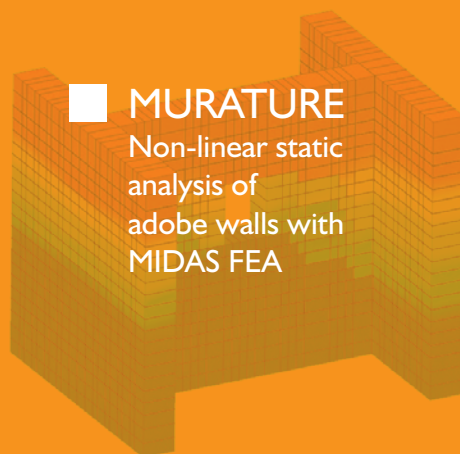
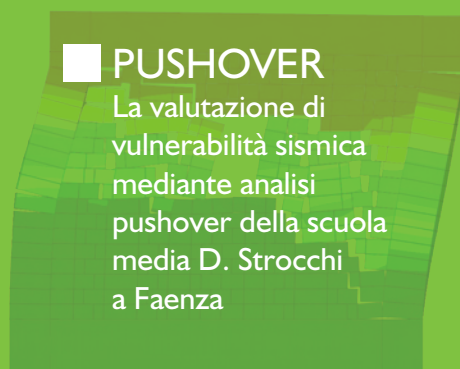
Nasce l'associazione ISI,  
Ingegneria Sismica Italiana

## PUSHOVER

La valutazione di  
vulnerabilità sismica  
mediante analisi  
pushover della scuola  
media D. Strocchi  
a Faenza

## MURATURE

Non-linear static  
analysis of  
adobe walls with  
MIDAS FEA





**Ing. Paolo Segala**  
Direttore Responsabile e CEO di CSPFea s.c.

## Formarsi e informarsi: occasioni per gli "smart engineers"

Quando usciremo dalla crisi, il nostro mercato non sarà più lo stesso: nuove tecnologie edilizie, nuovo approccio alla Normativa, nuove tipologie infrastrutturali, nuove Imprese e nuovi Gruppi di Ingegneria. Gli ingegneri, a mio parere, devono diventare "smart engineers": i primi a capire la strada giusta avranno sugli altri un vantaggio competitivo notevole. Per capire la strada, fuori dalla nebbia di oggi, uno metodo è quello della formazione e dell'informazione e in CSPFea cerchiamo di proporre le due cose, con Seminari, Corsi e altre novità, come spieghiamo di seguito. Numerose iniziative formative hanno tenuto impegnato lo staff di CSPFea in questo inizio anno. I consueti Seminari del 1° semestre che ci hanno portato a riunire professionisti con i nostri migliori utenti, sia accademici che professionali, in varie riunioni, a volte con una partecipazione numerosa, quasi straripante, a volte con un numero di presenti molto ridotto. Proprio in questi ultimi casi mi è parso che si trattasse di una occasione mancata poiché le relazioni presentate erano a mio parere tra le più interessanti a cui ho assistito.

I Congressi internazionali ai quali siamo stati presenti come sponsor faticano ancora a far presa sui professionisti e restano un incontro tra accademici e grosse engineering italiane e straniere. Forse per l'alto prezzo di partecipazione o anche per una comunicazione inefficace dell'evento o, ancora, per i temi scelti dai Comitati scientifici.

Durante tutte queste attività non smetto di domandarmi cosa serve realmente agli ingegneri strutturalisti e geotecnici e quale forma di comunicazione è la più efficiente. Personalmente ho speso molto tempo per organizzare alcuni prossimi eventi nell'ambito dei Sostenitori della Fondazione Eucentre, un Ente di Ricerca nel mondo dell'ingegneria sismica (o meglio strutturale, come mi ha suggerito giustamente il Prof. Braga). Anche in questo caso i Sostenitori (Aziende e Professionisti), sono entusiasti delle collaborazioni con la Fondazione, ma all'esterno, è ancora difficile comunicare i grossi benefici che si ottengono da questo sodalizio. Un passo avanti, di grandi potenzialità, è stato la costituzione di ISI, Ingegneria Sismica Italiana, che si pone come punto di incontro, discussione, crescita, tra Aziende del settore e Professionisti.

Sono sempre convinto che la crisi globale e ancor più quella del settore AEC (Architectural, Engineering, Construction) italiano sia la premessa a un cambiamento epocale. E il cambiamento è una opportunità, per chi la sa cogliere. Ce lo insegna il pensiero orientale, che gli amici di MIDAS, coniando il termine "Midasianità", continuano a ripeterci, coniugandolo in molte azioni, prodotti, comportamenti, consigli. Norme Tecniche e nuova zonazione sismica hanno completamente rivoluzionato il modo di progettare degli ingegneri, imponendo attenzione allo studio di Stati Limite (non solo per le sezioni, ma anche per la struttura nel suo insieme) e mostrando l'inadeguatezza delle tipologie strutturali tradizionali rispetto alle forze sismiche. E' indubbio, anche alla luce dei danni provocati dal sisma dell'Aquila, che l'attenzione progettuale è mancata, probabilmente a causa delle caratteristiche "rare" dell'azione sismica: laddove il sisma è una azione di fatto "frequente" come in Giappone o Nuova Zelanda, i danni sono molto limitati. In queste condizioni gli "smart engineers" stanno emergendo sfruttando a pieno le possibilità di analisi offerte dalle nuove Norme Tecniche e le nuove tecnologie edilizie, dall'isolamento, alle strutture in legno, fino alle strutture miste. Non c'è dubbio che la piena padronanza delle potenzialità delle NTC2008, di fatto in accordo agli Eurocodici, permette agli ingegneri italiani di impadronirsi di un "linguaggio" internazionale e dunque rende competitivi verso le committenze straniere, sia all'estero che in Italia.

Il contesto di internazionalizzazione della committenza, tuttavia, impone anche agli ingegneri italiani di operare con criteri di qualità chiaramente identificabili. Non esiste ancora, per il lavoro degli strutturalisti, un sistema di "rating" quale ad esempio quello che certifica la sostenibilità dei progetti, LEED. Non esiste, in sostanza, un sistema che permetta di comprendere la reale qualità di un calcolo e di un progetto strutturale al di là della scontata (obbligatoria) ottemperanza della Norma Tecnica. Tuttavia, in ambito internazionale, i validatori fanno riferimento a procedure di qualità come, ad esempio, quelle indicate da NAFEMS (cfr. le Recensioni di questo numero), o a specifiche di "Modeling & Simulation" per illustrare il metodo seguito nelle calcolazioni. Ma su tale argomento ci impegniamo a tenervi informati, in quanto crediamo che non potranno non esserci sviluppo, dato l'interesse.

**Paolo Segala**

Direttore Responsabile e CEO di CSPFea s.c.  
direttore@structural-modeling.it



## 3 news ed eventi

Nasce l'associazione ISI - Ingegneria Sismica Italiana

## 4 pushover

La valutazione di vulnerabilità sismica mediante analisi pushover della scuola media D. Strocchi a Faenza  
Ing. Marco Peroni, Irene Fabbi

## 7 pushover

L'analisi strutturale di un edificio esistente: la scuola "Niccolò Martini"  
Ing. Giampiero Bertora

## 9 validazione

Linee guida olandesi per l'analisi non lineare ad elementi finiti di strutture in c.a. e c.a.p. caratterizzate da rottura per taglio-compressione  
Beatrice Belletti, Cecilia Damoni, Max Hendriks

## 12 murature

Non-linear static analysis of adobe walls with MIDAS FEA  
Nicola Tarque Ruiz, Guido Camata, Enrico Spacone

## 15 recensione libri

## magazine di ingegneria strutturale

[www.structural-modeling.it](http://www.structural-modeling.it)

CSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy  
Tel. +39 0429 602404 - Fax +39 0429 610021  
info@cspfea.net

Le opinioni espresse negli articoli pubblicati dalla rivista Structural Modeling, impegnano esclusivamente i rispettivi autori.

Editore: casa editrice Il Prato - [www.ilprato.com](http://www.ilprato.com)  
Progetto grafico: ADV solutions - [www.advsolutions.it](http://www.advsolutions.it)  
© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.



[www.cspfea.net](http://www.cspfea.net)  
[www.csp-academy.net](http://www.csp-academy.net)

CSPFea distribuisce:



CSPFea è  
Ente Sostenitore  
di EUCENTRE





# La valutazione di vulnerabilità sismica mediante analisi pushover della scuola media D. Strocchi a Faenza

4

Ing. Marco Peroni - Marco Peroni Ingegneria, Faenza (Ra) [peroni@marcoperoni.it](mailto:peroni@marcoperoni.it)  
Irene Fabbri - Faenza (Ra) - laureanda in ingegneria civile



## Introduzione

L'analisi delle strutture esistenti è un argomento di grande attualità sia per la comunità scientifica che per il mondo professionale. In particolare è oggi di sempre più rilevante interesse analizzare un edificio di importanza

strategica o con una destinazione d'uso pubblica di rilievo.

In questo articolo si descrivono sinteticamente le indagini e le procedure eseguite per la determinazione della vulnerabilità sismica di un complesso scolastico risalente ai primi anni '70 (scuola media D. Strocchi a Faenza - loc. Reda) costituito da un edificio principale destinato alle aule e l'edificio a palestra che è in un corpo indipendente.

## Premessa teorica

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti si traduce essenzialmente nella determinazione della capacità, dipendente dalla resistenza massima e soprattutto dalla duttilità che le strutture sono in grado di esibire se soggette ad azioni orizzontali quali quelle sismiche. In particolare a differenza della nuova progettazione, in cui è obbligatorio garantire un adeguato livello di duttilità ed il rispetto della gerarchia delle resistenze, per gli edifici esistenti, per i quali non sono assicurate queste caratteristiche strutturali, lo studio del comportamento anelastico risulta indispensabile per conoscere il livello di sicurezza e soprattutto per individuare gli eventuali deficit strutturali. La duttilità è intesa come la capacità di mantenere un buon valore della resistenza anche dopo il superamento della soglia elastica e si esprime mediante il rapporto tra la deformazione al collasso e la deformazione all'atto dello snervamento.

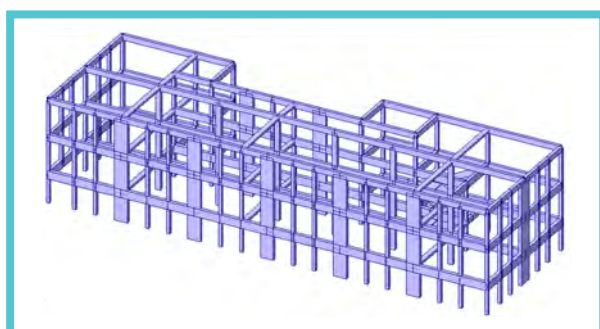


Figura 1. Il modello di calcolo della scuola

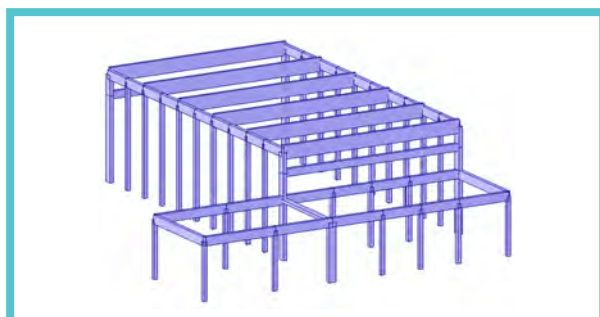


Figura 2. Il modello di calcolo della palestra

I metodi di analisi statica non lineare o "pushover" riescono a cogliere i cambiamenti nella risposta strutturale che si verificano via via che i singoli elementi si elasticizzano e vengono quindi utilizzate come metodo di valutazione della capacità di duttilità degli edifici esistenti. Il metodo consiste nell'applicare ad un modello della struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze statiche orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio totale alla base  $F_b$ ). Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

Dall'analisi si ottiene quindi la curva di capacità della struttura  $F_b - d_c$  (CAPACITY CURVE).

Tale curva viene poi linearizzata e confrontata con una domanda rappresentata dallo spettro di risposta elastico in spostamento (spettro in formato ADSR).

L'analisi statica non lineare si eseguirà per entrambe le direzioni principali e per ciascuna direzione secondo i due versi di applicazione delle forze orizzontali.

Essendo la struttura sufficientemente regolare ed avendo i modi di vibrazione sufficientemente separati tra loro nelle due direzioni, si considerano 2 distribuzioni delle forze d'inerzia:

- Distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare (distribuzione principale MODE SHAPE);
- Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (distribuzione secondaria UNIFORM ACCELERATION).

## L'analisi con MIDAS-GEN

L'analisi dell'edificio in questione è stata svolta con il programma MIDAS GEN 10.4. A tale proposito il Task Pane del Tree Menu è molto utile nella fase del pushover in quanto descrive i passi da compiere, in sequenza, per arrivare alla definizione dell'analisi. In particolare hanno molta influenza il settaggio dei passi di carico in PUSHOVER GLOBAL CONTROL:

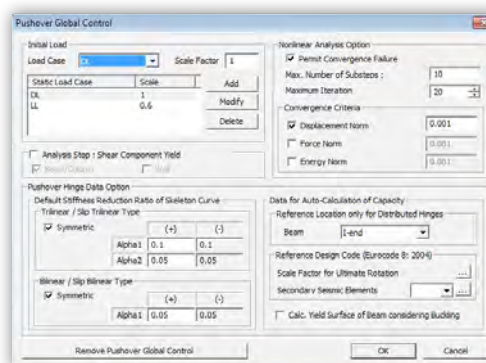


Figura 3. Settaggi globali dell'analisi pushover

In particolare setto per esempio 10 come Max. Number of Substeps e 20 come numero massimo di iterazioni. Il criterio di convergenza che si è impostato è quello della norma dello spostamento.

Il fattore "Scale" nella tabella Initial load è il coefficiente  $\psi=0.60$  dei carichi variabili per edifici pubblici come previsto da normativa. È poi importante il settaggio dei PUSHOVER LOAD CASES per cui devo impostare otto analisi (come previsto dalla normativa DPCM 3274-2003) che sono due per ogni senso in X e Y e come LOAD PATTERN devo considerare il MODE SHAPE e l'UNIFORM ACCELERATION SHAPE.

Come settaggio di "General Control" increment steps posso mettere almeno 20 steps (attenzione che anche questo è un parametro che influenza parecchio il tempo di calcolo. Devo poi settare in questa maschera il Master Nodo che è in genere il nodo di sommità per il quale devo controllare lo spostamento e devo settarne il suo massimo (nella direzione che considero) che per esempio fisso in questo caso in 30cm. Questo valore è dato in un primo momento come valore di tentativo perché devo controllare che la curva di capacità risultante dal calcolo abbia un calo di resistenza di almeno il 15% rispetto al suo punto massimo. Questo è necessario affinché il programma riesca a fare la bi-linearizzazione dell'oscillatore semplice.

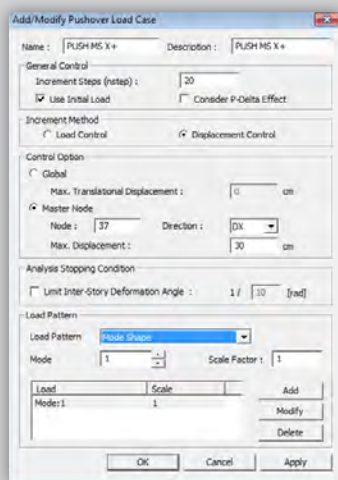


Figura 4. Maschera pushover load cases

Il valore di spostamento corrispondente al calo di resistenza di almeno il 15% della capacità è anche il massimo spostamento  $du^*$  che considero convenzionalmente al collasso. Gli spettri che considero sono quello elastico (senza q) con il quale determino lo stato limite di DANNO SEVERO (SD) che è in pratica lo stato limite ultimo. Poi ho lo SLD (danno leggero) che corrisponde allo spettro elastico/2.5 mentre ho poi lo stato limite di collasso che è l'elasticox1.5.

Naturalmente alla base del calcolo pushover sta l'analisi dinamica della struttura con la quale determinare i suoi modi propri di vibrare. In particolare in questo caso è importante che i modi siano tra di loro disaccoppiati e ben delineati in senso traslazionale nelle due direzioni in modo da poter applicare il metodo. Se ci sono dei modi torsionali come primo modo allora l'analisi non si può applicare. Almeno il 75% della massa deve essere eccitata nella direzione che poi considero nell'analisi pushover (vedi punto 7.3.4 di normativa).

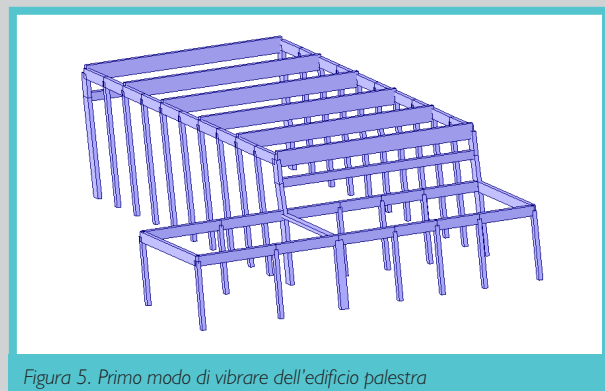


Figura 5. Primo modo di vibrare dell'edificio palestra

Per esempio questo ultima considerazione la leggo nella colonna MPM(%) DY =92 appunto nella direzione Y che mi interessa. Vuole dire che non ha componenti traslazionali ed è quindi un modo "puro". ATTENZIONE!! A QUESTO PROPOSITO è necessario stare attenti alla casella LOAD PATTERN E MODE perché se considero il modo



Figura 6. Caratterizzazione delle cerniere plastiche

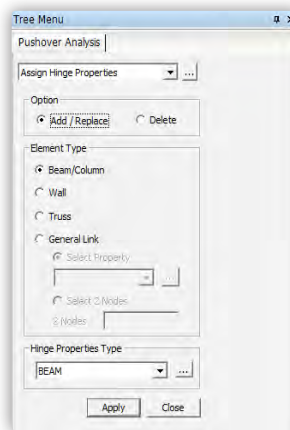


Figura 7. Menù di assegnazione delle cerniere



Figura 8. Settaggio del tipo di normativa da utilizzare

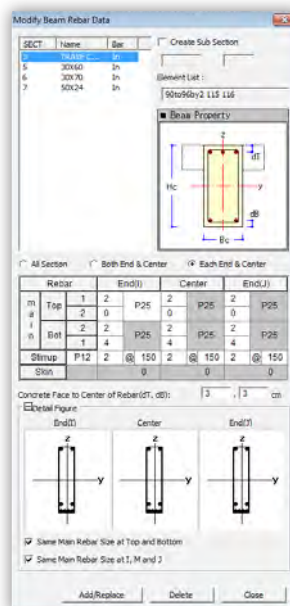


Figura 9. Maschera di assegnazione delle armature

di vibrare per esempio in direzione X allora MODE deve essere impostato =1 corrispondente appunto al primo modo di vibrare. Mentre quando analizzo il caso di mode +-Y allora devo porre MODE =2 che è il modo nella corrispondente direzione Y.

### LA DEFINIZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE:

Attivo in particolare Fz ed My come componenti delle cerniere e l'unica differenza che devo tenere in conto rispetto alle impostazioni di default, è quella di attivare INTERACTION TYPE P-M-M nel caso, per esempio, dei pilastri. Le cerniere plastiche così definite vanno poi assegnate agli elementi del modello attraverso l'interfaccia che, una volta selezionati prima tutti gli elementi, si sceglie il tipo di cerniera e di elemento e con APPLY si applica a tutto il gruppo selezionato.

Nel caso del progetto in questione era necessario ricorrere ad un cosiddetto "progetto simulato" in quanto non erano a nostra disposizione gli esecutivi delle armature delle travi e pilastri. In questo modo abbiamo dovuto eseguire delle indagini a campione e tararle poi in funzione di un calcolo di progetto delle armature direttamente con MIDAS. Ma prima è stato necessario settare le caratteristiche del design code e questo lo faccio dal menu DESIGN.

In particolare con Midas è possibile o assegnare direttamente le armature alle aste allo stesso modo di come si è fatto con le cerniere plastiche. Per esempio con la maschera di Fig.9 si procede all'assegnazione delle armature ai pilastri (selezionati e automaticamente riconosciuti nel modello).

Con DESIGN CRITERIA FOR REBARS fisso i diametri di armatura con cui voglio il progetto della struttura che vengono calcolati con CONCRETE CODE DESIGN -> BEAM DESIGN riassunte in una tabella generale (result dialog) e disegnate.

Il Design check invece, fissate le armature (se per esempio si conoscono da un sondaggio preventivo) verifica le armature presenti a seguito dell'analisi statica effettuata.

ESEGUO POI L'ANALISI PUSHOVER: dal task pane lancio "perform pushover analysis" (attenzione che il tempo di calcolo è fortemente dipendente dal numero di iterazioni e di passi di carico che ho settato).

Il primo risultato lo devo trovare in pushover curve dove leggo la curva di capacità della struttura. In particolare per esempio per l'edificio a palestra ottengo (nel caso mode shape +x):

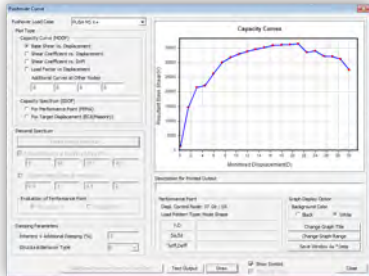


Figura 10. La pushover curve

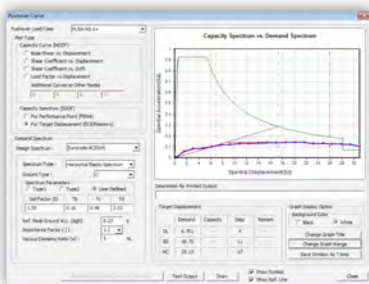


Figura 11. Diagramma di bilinearizzazione

Riferendomi invece alla bilinearizzazione a SDOF leggo lo spostamento al limite elastico (che è il termine del primo tratto elastico) e il  $d_{max}^*$  che corrisponde al prolungamento del primo tratto elastico fino ad intercettare la curva dello spettro. Con questi valori determino la duttilità propria del sistema e la confronto con la domanda di duttilità. Il rapporto è il grado di vulnerabilità strutturale rispetto a quel tipo di sisma considerato, per quella direzione e per quel modo di calcolo.

$$d_u^* = 29,0 \text{ cm} \quad d_y^* = 8,5 \text{ cm} \quad d_{max}^* = 17,3 \text{ cm}$$

$$\mu_c = \frac{d_u^*}{d_y^*} = \frac{29,0}{8,5} = 3,4$$

$$\mu_d = \frac{d_{max}^*}{d_y^*} = \frac{17,3}{8,5} = 2,0$$

$$\gamma_d = \frac{\mu_c}{\mu_d} = \frac{3,4}{2,0} = 1,7 > 1$$

Il coefficiente  $\gamma_d$  esprime il grado di vulnerabilità strutturale. La struttura è quindi non vulnerabile al sisma di progetto (nel verso e nella direzione considerata), e dunque la verifica è soddisfatta, se risulta  $\gamma_d > 1$ , ovvero se la capacità di duttilità  $\mu_c$  è superiore alla domanda di duttilità  $\mu_d$ . Lo stesso devo fare per gli altri sette casi da analizzare.

Per la verifica dei singoli elementi strutturali: prima devo aver calcolato la pushover curve (quindi calcolare il modello equivalente ad un grado di libertà e le sue intersezioni con lo spettro sismico) e poi posso calcolare la tabella con le impostazioni della finestra soprastante.

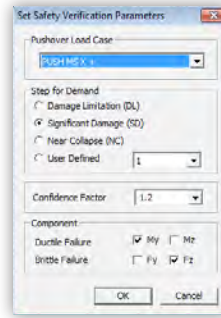


Figura 12. La verifica dei singoli elementi duttili/fragili

In particolare devo spuntare le componenti My et Fz che sono le due componenti per le quali ho le sollecitazioni di calcolo per la nostra struttura.

La tabella mostra le verifiche degli elementi duttili (verifica per deformazione My) e di quelli fragili (verifica per resistenza Fz) evidenziando gli elementi che non vengono verificati in rosso.

I risultati per l'edificio scolastico:

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism			Verify Brittle Mechanism		
				My			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark
65	I-end	Primary	PUSH MS	0.0006	0.0255	OK	-	-	-
65	J-end	Primary	PUSH MS	0.0111	0.0256	OK	-	-	-
66	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	70.4613	3987.8800	OK
66	I-end	Primary	PUSH MS	0.0015	0.0255	OK	-	-	-
66	J-end	Primary	PUSH MS	0.0006	0.0256	OK	-	-	-
67	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	780.4900	4687.7100	OK
67	I-end	Primary	PUSH MS	0.0317	0.0247	NG	-	-	-
67	J-end	Primary	PUSH MS	0.0251	0.0248	NG	-	-	-
68	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1463.5800	3996.8100	OK
68	I-end	Primary	PUSH MS	0.0323	0.0255	NG	-	-	-
68	J-end	Primary	PUSH MS	0.0320	0.0256	NG	-	-	-
69	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1441.9600	3826.4900	OK
69	I-end	Primary	PUSH MS	0.0319	0.0257	NG	-	-	-
69	J-end	Primary	PUSH MS	0.0317	0.0258	NG	-	-	-
70	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1731.6200	4210.6900	OK
70	I-end	Primary	PUSH MS	0.0332	0.0252	NG	-	-	-
70	J-end	Primary	PUSH MS	0.0330	0.0253	NG	-	-	-
71	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	139.8800	3996.4300	OK
71	I-end	Primary	PUSH MS	0.0004	0.0255	OK	-	-	-
71	J-end	Primary	PUSH MS	0.0015	0.0256	OK	-	-	-
72	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	772.8140	4045.8600	OK
72	I-end	Primary	PUSH MS	0.0043	0.0254	OK	-	-	-
72	J-end	Primary	PUSH MS	0.0057	0.0255	OK	-	-	-
73	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1707.6500	4116.0800	OK
73	I-end	Primary	PUSH MS	0.0197	0.0253	OK	-	-	-
73	J-end	Primary	PUSH MS	0.0279	0.0254	NG	-	-	-
74	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1602.7200	4758.2700	OK
74	I-end	Primary	PUSH MS	0.0275	0.0246	NG	-	-	-

Figura 13. Tabella riassuntiva di controllo elementi con verifiche

L'edificio scolastico è stato schematizzato a pilastri e travi. Con Midas sarebbe stato comunque possibile schematizzare i setti della facciata dell'edificio (hanno dimensioni 30x150cm) come elementi wall ma si è preferito, in questa prima fase di analisi, usare elementi beam sia per i pilastri che per le travi.

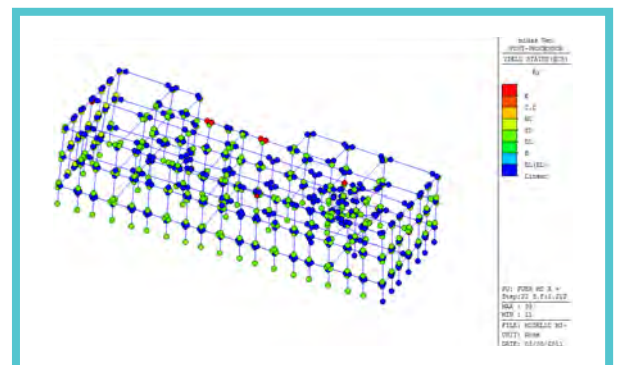


Figura 14. Stato delle cerniere per ogni incremento di carico

## Conclusioni

L'interfaccia user-friendly di Midas unita all'aiuto del task-pane che guida per step successivi il tecnico, ci ha consentito di svolgere agevolmente un'analisi altrimenti complessa come quella pushover e di arrivare ad una sintesi dei risultati che ci ha permesso di trarre le dovute conclusioni sull'analisi di vulnerabilità dell'edificio scolastico oggetto di indagine. La possibilità di variare l'armatura e la staffatura delle travi ha infine permesso di tarare anche un possibile intervento di miglioramento sismico e di verificarne immediatamente la sua rispondenza con i parametri di vulnerabilità.

# L'analisi strutturale di un edificio esistente: la scuola "Niccolò Martini"

pushover

## Introduzione

Gli eventi sismici che negli ultimi anni hanno colpito il nostro Paese, dal crollo della scuola di San Giuliano di Puglia al più recente sisma abruzzese, con la loro pesante scia di dolore e di danno economico hanno indotto il Legislatore ad introdurre nuove e più severe metodologie di calcolo per le nuove costruzioni e ad impostare un'accurata campagna di indagini e di valutazione del patrimonio edilizio pubblico. Tutto questo si è tradotto dapprima nell'individuazione degli edifici di interesse strategico e rilevante e nella conseguente campagna di studi al fine di verificarne la vulnerabilità al sisma, ed in seguito nella stesura e nell'entrata in vigore nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).

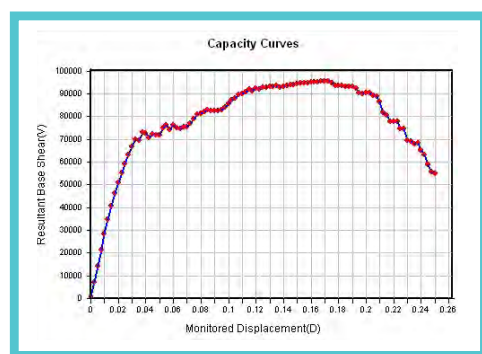
Nell'ambito di questo quadro politico e normativo si inserisce l'analisi strutturale sull'edificio scolastico "Niccolò Martini" di seguito descritta: essa è stata commissionata dal Comune di Pietra Ligure a seguito dell'inserimento del fabbricato nell'elenco degli edifici di importanza rilevante (si veda l'allegato I – elenco B - del D.P.C.M. 21/10/2003 n. 3685). L'obiettivo della verifica è stato quello di valutare il comportamento sismico della struttura e la sua capacità nei confronti delle azioni sismiche di progetto indicate dalla norma (NTC2008): i risultati dell'analisi hanno permesso, quindi, di indicare alla Pubblica Amministrazione gli interventi necessari per adeguare il comportamento della struttura alle richieste normative.



## Tipologia di analisi

La tipologia di analisi utilizzata per la verifica della struttura è un'analisi statica non lineare, così come definita dal D.M. 14/01/2008 (nota in letteratura con il nome di *analisi pushover*): questa prevede l'applicazione incrementale al modello della struttura di particolari

distribuzioni di carico orizzontali, al fine di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso; durante l'analisi le forze applicate vengono scalate in modo da far crescere lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura, solitamente individuato nel baricentro dell'ultimo impalcato. Con questa metodologia di analisi si riesce a descrivere la risposta della struttura alle azioni orizzontali, e quindi l'evoluzione del suo danneggiamento, in funzione dello spostamento del nodo di controllo; dall'analisi, infatti, si ottiene una curva, detta *curva di capacità*, che descrive il valore dello spostamento del nodo di controllo (D) al crescere del taglio alla base (V).



Le verifiche richieste si concretizzano, pertanto, nel confronto fra la curva di capacità per le diverse condizioni di carico previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa: lo spostamento massimo  $d_{max}$  valutato mediante utilizzo dello spettro di risposta

elastico (espresso in termini di spostamento) dovrà essere confrontato con il valore  $d_u$  individuato sulla curva di capacità; in particolare, la struttura risulta verificata nel caso in cui, per ogni stato limite preso in considerazione, valga:

$$d_{max} \leq d_u$$

In particolare, per lo stato limite ultimo SLU vale:

$d_u$  = spostamento massimo della struttura in corrispondenza di un decadimento del taglio alla base pari al 15% del suo valore di picco;

per lo stato limite di danno SLD vale:

$d_u$  = spostamento massimo della struttura in corrispondenza del superamento del valore massimo di drift di piano (pari al 5%).

La verifica deve essere effettuata, per ciascuna direzione, in entrambi i versi e per i due differenti sistemi di forze orizzontali in modo da considerare gli effetti più sfavorevoli per la struttura. Si deve, inoltre, procedere alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi duttili e delle resistenze per gli elementi fragili (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617).

## Operazioni preliminari alla modellazione

La fase propedeutica alla modellazione ed alla verifica della struttura consiste nella predisposizione di quanto previsto al punto C8.5 della Circolare n. 617/2009 e precisamente:

**C8.5.1 - analisi storico critica** mediante ricerca presso gli uffici comunali e provinciali della documentazione disponibile, oltre ad una consultazione di testi e/o documenti fotografici risalenti all'epoca dell'edificazione;

**C8.5.2 - rilievo della struttura** con l'ausilio dei progetti acquisiti, verifica e determinazioni delle armature mediante demolizioni puntuali ed indagini *pachometriche*;

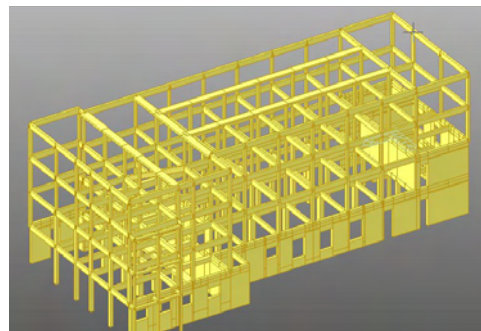
**C8.5.3 - caratterizzazione meccanica dei materiali** mediante esecuzione di prove distruttive e non distruttive da eseguire sul fabbricato, quali carotaggi, prelievi di barre d'armatura, prove sclerometriche e soniche.

Le indagini così effettuate hanno permesso di raggiungere una conoscenza della struttura pari a LC2 (livello di conoscenza 2).

## Modellazione ed analisi della struttura

Il fabbricato scolastico è costituito da un corpo principale in cemento armato, destinato ad accogliere le aule ed i locali di servizio, edificato negli anni '30 e sopraelevato di un piano negli anni '70, e da un corpo secondario in cemento armato, che accoglie alcuni locali di servizio ed il vano scale, edificato in aderenza (ma non collegato al corpo principale) nello stesso periodo della sopraelevazione. Per la modellazione della struttura, e la relativa procedura di verifica, è stato utilizzato il codice di calcolo *Midas Gen*, versione 2010 (v 1.1).

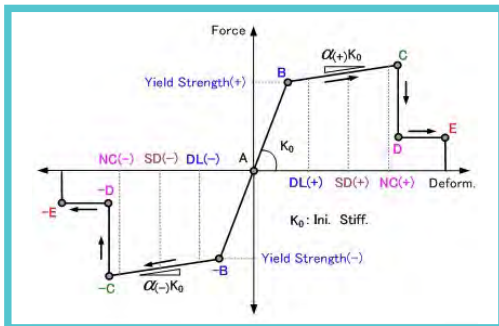
La struttura reale è stata schematizzata con un modello costituito da elementi *beam* (travi e pilastri), distinti per sezione, armatura e caratteristiche meccaniche, fra loro collegate da nodi rigidi; questi ultimi simulano il comportamento reale dei nodi fra travi e pilastri che, tipicamente, sono meno soggetti al danneggiamento indotto dalle azioni sismiche; le murature portanti in cemento, presenti ai primi due ordini, sono state



modellate con un telaio equivalente costituito da elementi *beam* ad asse verticale ed orizzontale e da bracci infinitamente rigidi (*rigid offset*). La struttura è stata vincolata alla base mediante incastri.

È stato poi determinato il comportamento della struttura in campo non lineare mediante l'analisi pushover: la metodologia prevista per questo caso di studio è definita a *plasticità concentrata*; questa è ampiamente descritta in letteratura e presenta delle semplificazioni numeriche che la rendono relativamente snella dal punto di vista computazionale ed adeguatamente attendibile nei risultati. Questo approccio metodologico prevede che gli elementi della struttura sviluppino un comportamento non lineare solo in corrispondenza di punti specifici (tipicamente gli estremi e la mezzera), definiti *cerniere plastiche*: queste descrivono, nel punto di analisi, la deformazione dell'elemento al crescere delle azioni, tenendo conto del comportamento non lineare dei materiali; al crescere dell'azione orizzontale la cerniera sviluppa crescenti livelli di plasticizzazione fino alla rottura dell'elemento.

Nel corso della modellazione, quindi, sono state associate diverse cerniere plastiche ad ogni elemento del modello: in particolare, ai pilastri sono state assegnate due cerniere a taglio (descrivono i fenomeni di rottura fragile) ed una cerniera rotazionale (descrivono i fenomeni di rottura duttile); alle travi, invece, sono state assegnate una cerniera a taglio ed una rotazionale. Le caratteristiche di deformazione delle cerniere sono quelle definite dall'*eurocodice 8*.

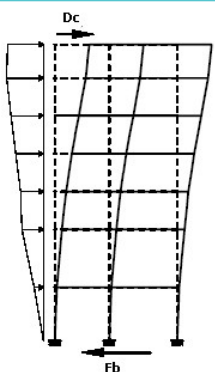


Le cerniere plastiche si sviluppano, quindi, al crescere delle forze orizzontali applicate alla struttura; i sistemi di forze previsti per l'analisi pushover sono due:

- un sistema di forze proporzionali alle masse;
- un sistema di forze proporzionali al prodotto fra la massa e lo spostamento del primo modo di vibrare proprio della direzione presa in considerazione.

L'analisi pushover deve, quindi, essere preceduta da un'analisi modale: questa consente di calcolare le masse e gli autovettori con i quali si definiscono i sistemi di forze orizzontali che devono essere applicati alla struttura. Essa rappresenta, inoltre, un ottimo strumento di valutazione preliminare della modellazione strutturale: infatti, osservando le deformate dei diversi modi di vibrare si possono individuare (e quindi eliminare) quelle anomalie che sicuramente portano dei problemi nella successiva analisi non lineare (ad esempio, nodi di estremità degli sbalzi, nodi su cui si scaricano elementi in falso, ecc.).

Si tratta di una fase molto delicata dell'analisi, poiché modelli troppo complessi o, al contrario, modelli che presentano semplificazioni troppo grossolane possono

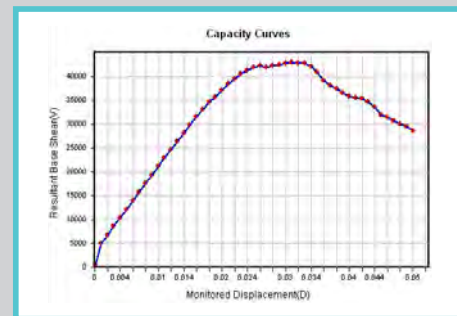


portare a risultati non rispondenti ai reali comportamenti della struttura: ed è proprio leggendo i risultati di un'analisi modale, sulla quale generalmente il progettista a maggiore esperienza, che si possono individuare con maggior facilità eventuali errori di modellazione. Il modello strutturale così definito deve poi essere completato con i dati relativi alle caratteristiche dei materiali (C8.5.3.) e le armature proprie delle diverse sezioni individuate nel corso del rilievo (C8.5.2): questa fase di inserimento dei dati può essere piuttosto onerosa nel caso di strutture di grandi dimensioni e/o dalla geometria complessa.

Una volta raccolti tutti i dati necessari si può procedere con l'analisi pushover: questa deve essere effettuata per le 24 condizioni di carico previste dalla normativa; come si vede l'onere computazionale è piuttosto elevato, per cui si è scelto di procedere con la verifica sismica solo per la condizione di carico più gravosa. In prima battuta si deve analizzare la forma della curva di capacità: questa descrive in maniera estremamente sintetica, ma anche molto efficace, il comportamento sismico della struttura. Nel caso specifico si è ottenuta una curva piuttosto breve: infatti, come è naturale aspettarsi da una struttura concepita per resistere alle sole azioni verticali, al crescere delle azioni orizzontali gli elementi tendono a plasticizzarsi piuttosto rapidamente esaurendo così, già per piccoli spostamenti, la capacità di resistere alle azioni del sisma. Dall'analisi numerica dei risultati si è ottenuto:

$$d_{max} = 5,545 > d_u = 3,9 \text{ cm (SLV) - NON VERIFICATO}$$

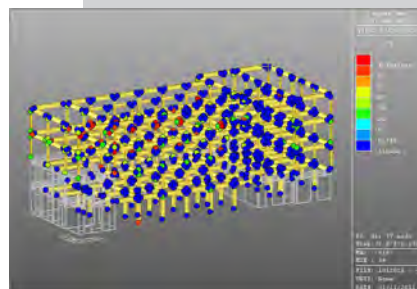
L'andamento della curva, però, ci segnala anche un decadimento progressivo: questo significa che la struttura, pur avendo una limitata capacità di resistenza alle azioni orizzontali, tende a plasticizzarsi sviluppando gradualmente la sua capacità senza presentare improvvise cadute.



Per quanto riguarda lo Stato Limite di Danno, la struttura presenta un buon comportamento:

$$d_{max} = 1,45 < d_u = 2,5 \text{ cm (SLD) - VERIFICATO}$$

Una ulteriore, e molto importante, indicazione che emerge dai risultati dell'analisi del modello strutturale è l'andamento della formazione delle cerniere plastiche nei diversi elementi: infatti, è possibile osservare graficamente come si sviluppano le cerniere al crescere delle azioni orizzontali ed individuare, quindi, gli elementi più deboli della struttura o quelli per i quali si possono avere le conseguenze più gravi in caso di rottura.



## Conclusioni

L'analisi del modello strutturale ha dato quindi una risposta numerica che consente di indicare alla Committenza l'effettiva capacità di risposta sismica della struttura e gli interventi necessari al suo adeguamento.

Si vuole, in conclusione, sottolineare quanto l'analisi *pushover*, pur essendo ancora poco diffusa nella corrente pratica professionale, rappresenti uno strumento di analisi molto potente che consente ai progettisti di fornire risposte alle domande, sempre molto complesse, che si pongono nello studio degli edifici esistenti.



# Linee guida olandesi per l'analisi non lineare ad elementi finiti di strutture in c.a. e c.a.p. caratterizzate da rottura per taglio-compressione

Con questo articolo si completa l'illustrazione del lavoro del Ministero L.L. P.P. Olandese introdotto nel precedente numero della rivista

## 1. Introduzione

A causa dell'incremento di traffico registrato negli ultimi decenni, il Ministero dei Lavori Pubblici olandese ha finanziato un progetto per la rivalutazione della capacità portante di numerosi ponti e viadotti esistenti tramite l'utilizzo di analisi non lineari ad elementi finiti, al fine di determinare possibili scenari di intervento. Le analisi non lineari ad elementi finiti, che si stanno configurando come uno strumento sempre più utilizzato nella progettazione quotidiana, rappresentano un metodo di verifica alternativo al calcolo analitico che permette di sfruttare anche risorse di resistenza della struttura solitamente trascurate. Inoltre il nuovo Model Code 2010 [01] propone diversi metodi di verifica per la determinazione della resistenza di progetto di una struttura basati sulla definizione di livelli di sicurezza: all'aumentare del livello di sicurezza la complessità e pertanto la precisione e l'attendibilità dei risultati ottenuti aumenta. I metodi di verifica basati su simulazioni numeriche appartengono al livello di sicurezza più alto. Al fine di ottenere risultati numerici attendibili è perciò di fondamentale importanza fare scelte opportune in fase di modellazione, per poter diminuire il più possibile la dispersione dei risultati che si può ottenere al termine di simulazioni numeriche condotte da diversi analisti. L'intento del Ministero dei Lavori Pubblici è infatti quello di formulare linee guida per gli utenti che contengano le istruzioni necessarie a condurre analisi non lineari ad elementi finiti che producano risultati affidabili e, possibilmente, a favore di sicurezza. Le linee guida hanno inoltre valenza generale e sono indipendenti dal codice di calcolo utilizzato per le simulazioni numeriche. Le principali indicazioni delle linee guida sono state validate da un vasto programma sperimentale condotto su travi e piastre in c.a. e c.a.p. caratterizzate da diverse modalità di rottura. Grazie a tale programma è stato pertanto possibile confrontare i risultati sperimentali coi risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche. Nel presente articolo vengono riportate le principali indicazioni contenute nelle linee guida riguardanti travi in c.a. e c.a.p. caratterizzate da una rottura fragile per taglio-compressione. È ben noto che per strutture caratterizzate da tale rottura è di fondamentale importanza valutare in modo adeguato diversi aspetti meccanici e numerici. Una modellazione poco appropriata dei parametri rilevanti nella determinazione della risposta strutturale rischia di non cogliere infatti un reale comportamento della struttura.

## 2. Casi studio

Le analisi non lineari ad elementi finiti sono state svolte con il software DIANA [02]. In Figura 1 e in Tabella 1 si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche di alcuni casi studio analizzati, le travi in c.a. RB2 [03] e RB3A [04] e le travi in c.a.p. PB4 [05] e NSEL [06]. In Tabella 1 viene inoltre indicato il carico ultimo sperimentale in KN.

Figura 1. Alcuni casi studio analizzati.

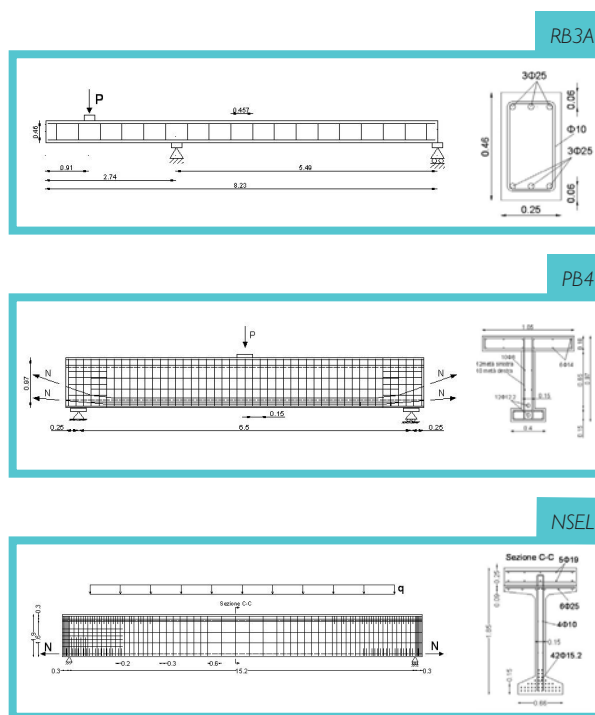
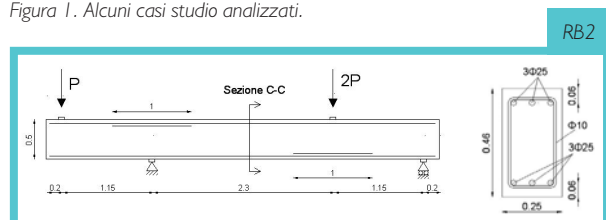


TABELLA 1: Principali caratteristiche geometriche e meccaniche dei casi studio analizzati e carico ultimo sperimentale.

	L (m)	h (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Asl (m <sup>2</sup> )	Ap (m <sup>2</sup> )	fc (MPa)	Ec (MPa)	Es (MPa)	fpe (MPa)	Pu,exp (KN)
RB2	5.00	0.500	0.084	0.0008	-	53.0	36.283	200.000	-	69   81
MNDOT	12.10	1.372	0.509	-	0.0042	69.84	34.818	-	864	2313
PB4	7.00	0.970	0.341	0.0005	0.0028	29.0	25.977	197.000	681	6.984
NSEL	15.85	1.854	0.460	0.0003	0.0061	109.6	52.710	200.000	1.068	1491

## 3. Linee guida: principali indicazioni

Di seguito si riportano le principali indicazioni contenute nelle linee guida per quanto riguarda le strutture in c.a. e c.a.p. caratterizzate da una rottura fragile per taglio.

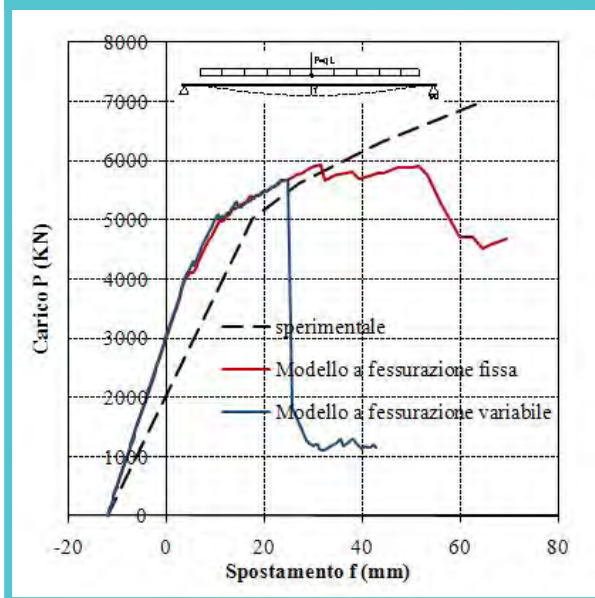
Per la modellazione del calcestruzzo si consiglia di utilizzare elementi finiti membranali quadratici a otto nodi con integrazione di Gauss completa (3x3) mentre per le armature elementi finiti "embedded" o elementi biella. Qualora il codice di calcolo lo consenta, è raccomandabile tenere in debito conto gli effetti legati all'aderenza fra acciaio e calcestruzzo.

Si raccomanda un'accurata modellazione della geometria dei dispositivi di appoggio e di carico con l'interposizione, fra i suddetti dispositivi e la struttura in c.a. o c.a.p., di elementi di interfaccia aventi comportamento "no-tension".

Si consiglia di adottare semplici legami fessurativi quali modelli "total strain" a fessurazione fissa o variabile. Se il fattore riduttivo della resistenza a taglio ("shear retention factor") è adeguatamente valutato, i modelli a fessurazione fissa possono risultare più adeguati in termini di duttilità e di quadro fessurativo per la modellazioni di travi in c.a.p.. In Figura 2 si mostra il confronto fra i risultati ottenuti applicando un modello a fessurazione variabile e un modello a fessurazione fissa sulla trave NSEL

[06] e i quadri fessurativi ottenuti dalle simulazioni numeriche in corrispondenza del carico di picco, confrontati col quadro fessurativo sperimentale. Il modello implementato nel software utilizzato [02] applica uno "shear retention factor" costante da inserire come dato di input. Se il codice di calcolo lo consente si consiglia di adottare un andamento variabile del fattore riduttivo della resistenza a taglio al fine di tenere in debito conto gli effetti dell'ingranamento degli inerti ([07] e [08]).

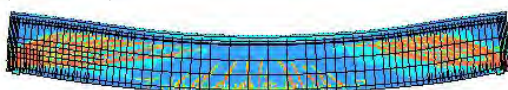
Figura 2. Confronto fra un modello a fessurazione fissa e un modello a fessurazione variabile: curve carico-spostamento della trave NSEL [06].



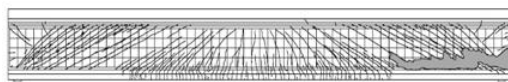
Quadro fessurativo ottenuto applicando un modello a fessurazione variabile



Quadro fessurativo ottenuto applicando un modello a fessurazione fissa



Quadro fessurativo sperimentale



Un aspetto di notevole importanza nella predizione della risposta strutturale di travi la cui rottura avviene per taglio-compressione è rivestito dalla modellazione del comportamento a compressione del calcestruzzo soggetto a stati multi-assiali di sforzo. Da prove sperimentali condotte da Vecchio & Collins [09] su pannelli di calcestruzzo armato soggetti a sforzi di taglio puro, è stata sperimentalmente indagata la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo dovuta alla presenza di fessurazione laterale. Il software utilizzato per le analisi non lineari svolte [02], applica tale riduzione secondo il "Model B" proposto da Vecchio & Collins [09] secondo il quale viene ridotto soltanto il valore della resistenza a compressione e non il valore della deformazione di picco, portando a notevoli riduzioni del modulo elastico anche per bassi livelli di deformazione,

Figura 3(a). Si consiglia pertanto di adottare modelli più evoluti che considerino la contemporanea riduzione della resistenza e della deformazione di picco, quali quelli proposti da Vecchio & Collins [09] o da Belarbi & Hsu [10]. Il software utilizzato [02] inoltre non pone alcun limite inferiore alla riduzione di resistenza a compressione; tale semplificazione può notevolmente sottostimare la capacità portante della struttura. In Figura 3(b) si mostra il confronto fra i risultati ottenuti sulla trave PB4 [05] applicando o meno la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Si suggerisce pertanto di investigare attraverso semplici modelli in che modo il software utilizzato tratta gli stati multi-assiali di sforzo.

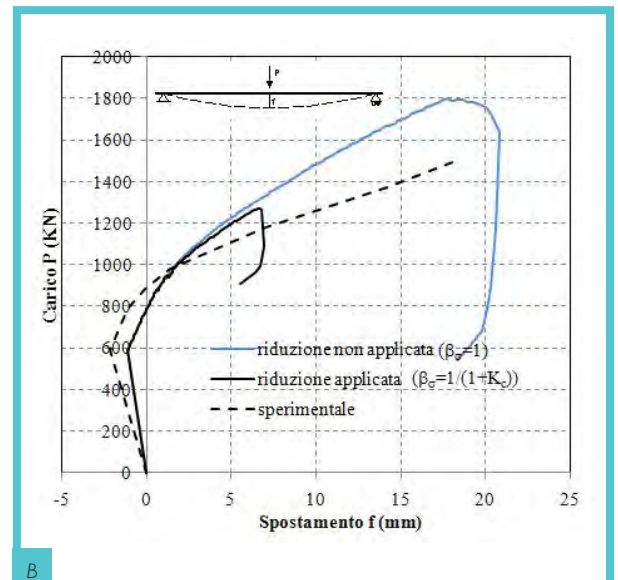
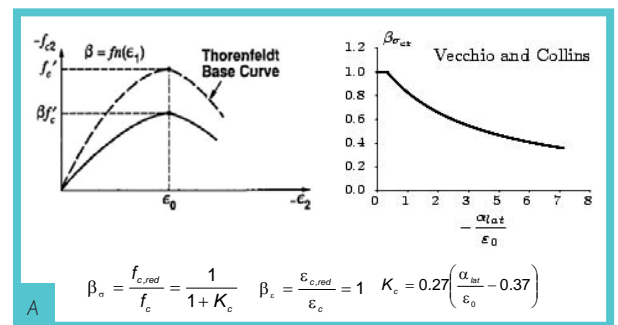


Figura 3. (a) Legame costitutivo a compressione e riduzione della resistenza a compressione dovuta a fessurazione laterale secondo il "Model B" di Vecchio & Collins, (b) influenza della riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo: curve carico-spostamento della trave PB4 [05].

Un ulteriore aspetto di rilevante influenza per la modalità di rottura in esame è rivestito dal coefficiente di Poisson.

Il software utilizzato [02] considera un valore costante del coefficiente di Poisson, non cogliendo pertanto in modo adeguato la realtà fisica e producendo un incremento degli effetti prodotti dalla fessurazione secondaria. In Figura 4 si riportano le curve carico-spostamento della trave NSEL [06] ottenute applicando un coefficiente di Poisson  $\nu$  pari a 0.2 e pari a 0.0 e la relativa fessurazione secondaria sviluppatasi in corrispondenza del carico di picco. Si nota come nel caso di  $\nu=0.0$  la fessurazione secondaria sia molto minore rispetto al caso di  $\nu=0.2$ , con conseguente effetto sul carico ultimo. Si consiglia pertanto di adottare un modello che consideri un più realistico andamento variabile del coefficiente di Poisson che decresce linearmente dal suo reale valore in fase elastica fino a zero in fase fessurata.

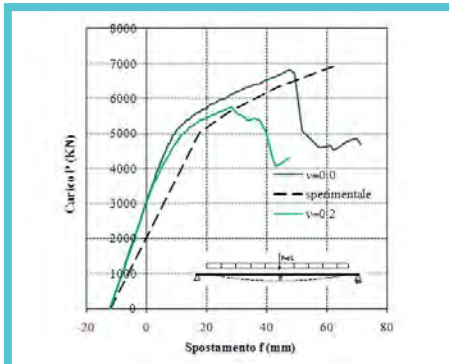
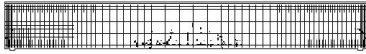
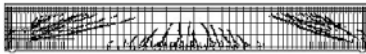


Figura 4. Effetto del coefficiente di Poisson: (a) curve carico-spostamento della trave NSEL [06], (b) fessurazione secondaria sviluppatasi.

Fessurazione secondaria ottenuta con  $\nu=0.0$



Fessurazione secondaria ottenuta con  $\nu=0.2$



Per quanto riguarda la lunghezza della crack bandwidth, il software utilizzato [02] considera un valore di crack bandwidth  $h$  costante pari a  $\sqrt{2A}$  per elementi a 4 nodi e pari a  $\sqrt{A}$  per elementi a 8 nodi, dove  $A$  è l'area del singolo elemento. Al fine di determinare l'effetto della variazione del valore di crack bandwidth, sono state svolte diverse analisi su alcuni casi studio (RB2 [02] e RB3A [03]) variando il valore della crack bandwidth. È stato dimostrato che per fessure a taglio inclinate risulta più opportuno considerare un valore maggiore di  $h$  rispetto al valore di default utilizzato dal software. Per tale motivo è opportuno tenere in considerazione un andamento variabile della crack bandwidth che varia con l'inclinazione delle fessure ([11] e [12]).

Anche aspetti prettamente numerici, quali ad esempio i parametri riguardanti la convergenza, se non ben valutati in fase di modellazione possono causare grande dispersione dei risultati.

In Figura 5 vengono mostrate le curve carico-spostamento della trave RB2 [02] ottenute applicando vari criteri di convergenza; si nota come la scelta del criterio e la relativa tolleranza influenzino il valore di carico di picco raggiunto. È pertanto importante verificare il livello di convergenza raggiunto al fine di verificare la veridicità e l'affidabilità dei risultati ottenuti. I criteri più consistenti si sono rivelati essere quelli basati sul controllo di energia con una tolleranza di circa  $10^{-4}$  e sul controllo di forza con una tolleranza di circa  $10^{-2}$ .

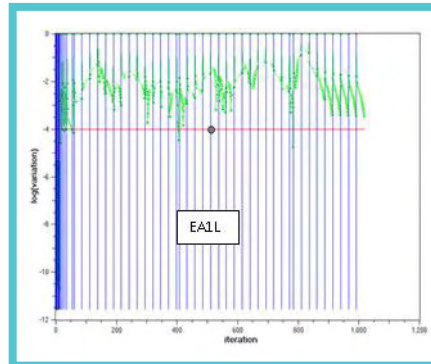
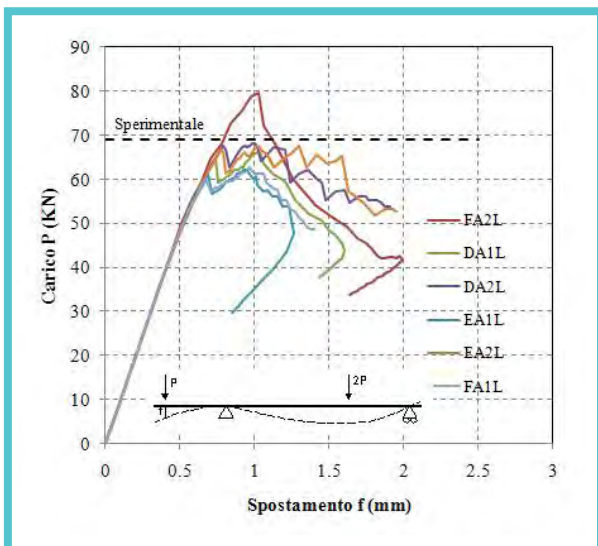


Figura 5. Curve carico-spostamento della trave RB2 ottenute con diversi criteri di convergenza con relativa legenda delle varie curve e andamento della convergenza di una delle analisi.

	Criterio	Tolleranza		Criterio	Tolleranza
FAIL	Forza	$10^{-2}$	EA2L	Energia	$5 \cdot 10^{-3}$
FA2L	Forza	$5 \cdot 10^{-2}$	DA1L	Spostamento	$10^{-2}$
EA1L	Energia	$10^{-4}$	DA2L	Spostamento	$5 \cdot 10^{-2}$

## Bibliografia

- [01] Fédération international du béton (fib), "Model Code 2010" First complete draft. Bulletins 55 and 56.
- [02] DIANA Release 9.3, Latest Update: Nov.27 12:02:30, 2008.
- [03] M. P. Collins, D. Kuchma, "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?", ACI Struct. Journal, 96 (4), 1999, pp. 482-490.
- [04] N. F. Grace, "Strengthening of Negative Moment Region of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips", ACI Struct. Journal, 98 (3), 2001 pp. 347-358.
- [05] E. F. Leonhardt, R. Kock, F. S. Rostasy, "Schubversuche an Spannbetontragern", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1973.
- [06] S. Sun, D. Kuchma, "Shear behaviour and capacity of large-scale prestressed high-strength concrete bulb-tee girders", Department of Civil and Environment Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2007.
- [07] Walraven J.C., "Fundamental analysis of aggregate interlock", J. Str. Eng., ASCE, 107(11), pp.2245-2270, 1981.
- [08] Gambarova P.G., "Sulla trasmissione del taglio in elementi bi-dimensionali piani in c.a. fessurati" Proc., Giornate AICAP, pp.141-156, 1983, (in Italian).
- [09] F. J. Vecchio, M. P. Collins, "Compression response of cracked reinforced concrete", J. Str. Eng., ASCE 119, 1993 pp.3590-3610.
- [10] Belarbi A., Hsu T.T.C., "Constitutive laws of reinforced concrete in biaxial tension-compression", Research Report UHCEE 91-2, University of Huston, 1991.
- [11] Oliver J., "A consistent characteristic length for smeared cracking models", International Journal for numerical Methods in Engineering, vol.28, pp. 461-474, 1989.
- [12] Cervenka V., "Mesh sensitivity effects in smeared finite element analysis of concrete fracture", Framcos-2, 1995.

# Non-linear static analysis of adobe walls with MIDAS FEA

Nicola Tarque Ruiz PhD candidate, ROSE School - IUSS, Pavia, Italy, Lecturer, Catholic University of Peru, Lima, Peru.  
 Guido Camata Assistant Professor, University G. D'Annunzio, Pescara, Italy.  
 Enrico Spacone Full Professor, University G. D'Annunzio, Pescara, Italy.  
[www.pricos.it](http://www.pricos.it)

## Summary

Some finite element models of adobe walls have been developed in MIDAS FEA using simplified micro-modelling strategy and macro-modelling strategy, both solved within an implicit procedure. The input data, especially the constitutive laws for the adobe material, has been calibrated based on the results of an experimental cyclic test of an adobe wall carried out at the Catholic University of Peru (PUCP). The good agreement between the numerical and experimental pushover curves validates the procedure followed in this work.

## 1. Introduction

Masonry is a composite material formed by units (bricks) and joints (mortar). Each of masonry constituents has its own material properties. Mortar is normally much weaker and softer than the bricks. However, masonry failure may involve crushing and tensile fracturing of masonry units and fracturing of masonry joints (Stavridis and Shing, 2010). In the case of adobe structures, the bricks and mortar are made of similar materials, mainly soil; therefore, allowing the composite to behave further as a homogeneous material (Figure A). For this reason, the cracking pattern in adobe walls may not distinguish completely between blocks and mortars.



Figure A

## 2. Experimental model

Blondet et al. (2005) carried out a displacement controlled cyclic test on a typical adobe wall at the PUCP to analyze the cyclic response and the damage pattern evolution due to in-plane forces. The wall had an I-shape configuration (Figure 1), where the main longitudinal wall (with a central window opening) had 3.06 m length, 1.93 m height and a thickness of 0.30 m. Besides, this wall had two transverse walls of 2.48 m lengths to simulate the influence of connection to transversal walls common in typical buildings. The specimen was built over a reinforced concrete foundation beam. At the top of the adobe wall a reinforced concrete ring beam was built, providing the gravity loading corresponding to the roof of a typical dwelling and guarantying a more uniform distribution of the horizontal load in the wall. Figure 2 shows the final damage pattern of the adobe wall after the cyclic test. The cracks observed at the end of the cycle of 0.052% drift are marked in blue; at 0.10% drift in red; at 0.26% drift in green; and, for drift values greater than 0.51% in black.

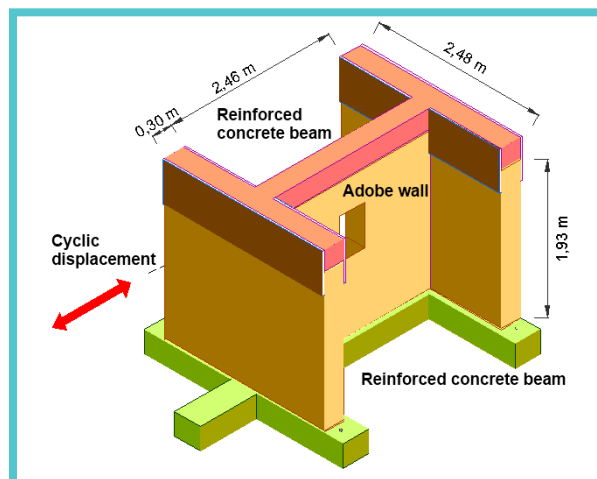


Figure 1. Scheme of the tested wall (Blondet et al. 2005).

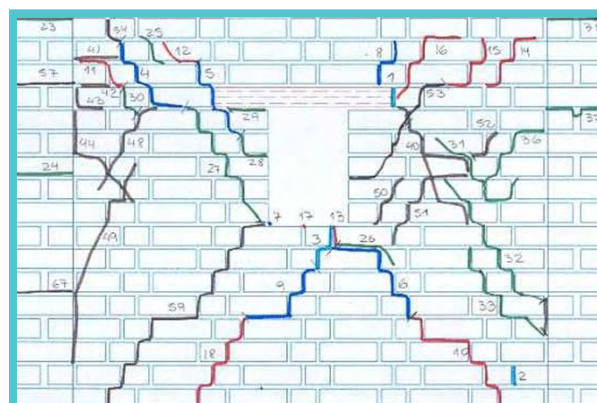


Figure 2. Damage pattern (Blondet et al. 2005).

## 3. Numerical models

MIDAS FEA (2009) allows to model masonry following a simplified micro modelling and a macro modelling approach.

The former makes use of a *composite interface model* which involves tension, shear and compression failure to represent the inelastic behaviour of the masonry, each of them associated with a hardening/softening rule.

This model is based on the one developed by Lourenço (1994, Figure 3), where the damage is concentrated in the weak joints and in the potential pure tensile cracks placed vertically in the middle of each brick.

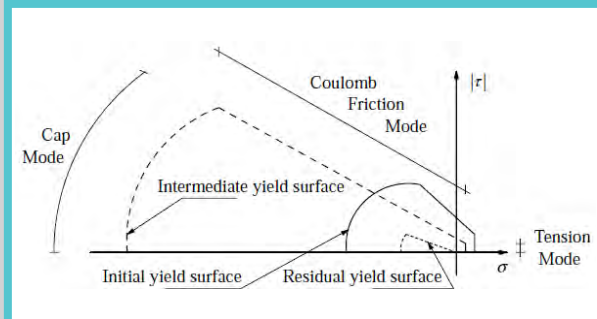


Figure 3. Constitutive model proposed by Lourenço (1994).

The macro modelling approach is used within the smeared crack theory. In this case it is assumed a homogeneous material with tension and compression hardening/softening curve in terms of stress versus strain (Figure 4).

MIDAS FEA (2009) makes use of the *total strain model* inside of the smeared cracking one. An exponential function is defined for the tensional behaviour of the masonry and a parabolic one is given for the compression.

Since experimental data for the softening behaviour in tension and compression is not available for adobe material, the inelastic strain values are assumed based on the ones for clay masonry and calibrated with the experimental pushover curve carried out on the adobe wall. The inelastic behaviour in tension and compression are described by the integral of the diagram in Figure 4 (only for the inelastic part).

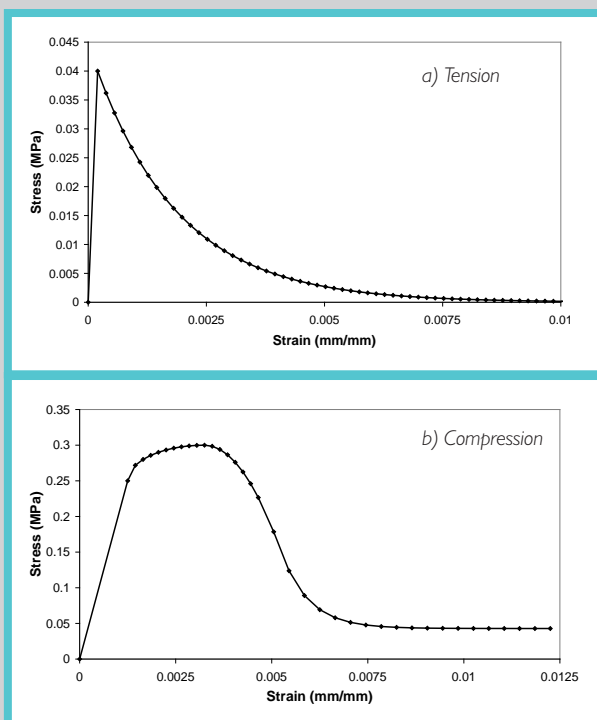


Figure 4. Constitutive laws for the material model in Midas FEA.

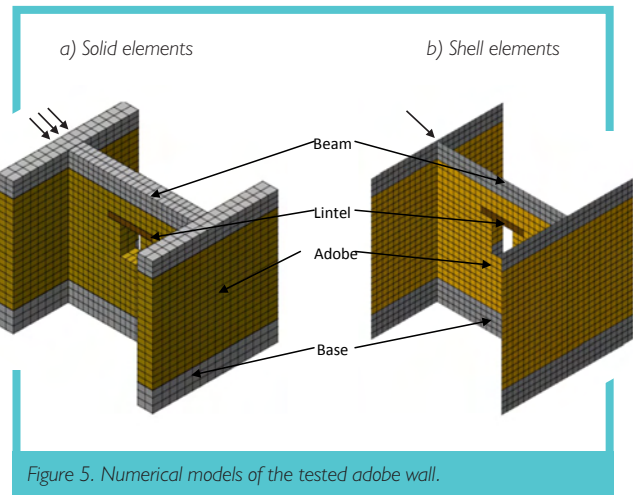


Figure 5. Numerical models of the tested adobe wall.

The configurations of the numerical models in Midas FEA are showed in Figure 5. The models include the reinforced concrete beams (at the top and at the base), the adobe walls and the timber lintel. The base is fully fixed. Since the test was displacement controlled, in the numerical model a monotonic top-displacement equal to 10 mm is applied at one vertical edge of the top concrete beam.

The process of loading is as follows: first, the gravity load is applied; then, the horizontal displacement is applied in a given number of steps. In Midas FEA, the lateral displacement is imposed incrementally following the arc-length iterative method in combination with the initial stiffness method. The convergence criterion is controlled through a displacement and energy norm ratio, 0.005 for the former and 0.01 for the later.

### 3.1 Combined interface model simplified micro modelling

The adobe bricks, the concrete beams and the lintel are modelled using 8-node hexahedron elements and considering elastic and isotropic materials with full integration. The properties adopted for the different materials are shown in Table 1, where  $E$  is the elasticity of module,  $\nu$  is the Poisson's ratio,  $\gamma_m$  is the weight density. In this model, it is assumed that the crack propagation follows the mortar joints, which are modelled with the combined interface model with 4 integration points. The adobe blocks are modelled elastically.  $E$  is calibrated in order to have a similar initial stiffness as the one obtained from the experimental test.

TABLE 1: Elastic material properties.

Adobe			Concrete			Timber		
$E$ (MPa)	$\nu$	$\gamma_m$ (N/mm <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$\nu$	$\gamma_m$ (N/mm <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$\nu$	$\gamma_m$ (N/mm <sup>3</sup> )
230	0.2	1.9e-05	22000	0.25	2.4e-05	10000	0.15	6.87e-06

Table 2 shows the material parameters used for the mortar joints to use in the combined crushing-shearing-cracking model.  $k_n$  is the normal stiffness modulus,  $k_t$  is the shear stiffness modulus,  $c$  is the cohesion,  $\phi_o$  is the frictional angle,  $\psi$  is the dilatancy angle,  $\phi_r$  is the residual friction angle,  $f_t$  is the tensile strength,  $G_{II}$  is the fracture energy for Mode I,  $a$  and  $b$  are factors to evaluate the fracture energy for Mode II (expressed as  $G_{II}=a.\sigma+b$ ),  $f_c$  is the compression strength  $C_s$  is the shear tension contribution factor,  $G_{fc}$  is the compressive fracture energy, and  $k_p$  is the peak equivalent plastic relative displacement.

**TABLE 2:** Material properties for the interface model.

Structural						Mode I	
$k_n$ (N/mm <sup>2</sup> )*	$k_t$ (N/mm <sup>2</sup> )*	$c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varphi_o$ (deg)	$\Psi$ (deg)	$\varphi_r$ (deg)	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )*	$G_{fl}$ (N/mm)*
8	3.2	0.05	30	0	30	0.01	0.0008
Mode II			Compression cap				
$a$ (mm)*	$b$ (N/mm)*	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C_s$	$G_{fc}$ (N/mm)*	$k_p$ (mm)*		
0	0.01	0.25	9	0.02	0.09		

\*The soil mortar properties are taken as lower values than the ones given for adobe blocks (see Table 3), which could be reasonable. Even, the soil mortar properties are calibrated based on the experimental pushover curve and on the real the failure pattern.

The damage pattern and deformation at the end of the loading is showed in Figure 6. The crack pattern follows the experimental results: the cracks go from the top left (where the load is applied) to the right bottom of the wall. Since the load applied is monotonic, the FE model cannot capture the X-shape failure. The presence of the two transversal walls prevents the rocking behaviour, representing correctly the tested wall. The maximum displacement reached at the top of the wall is around 6.2 mm, after this the program stopped due to convergence problems.

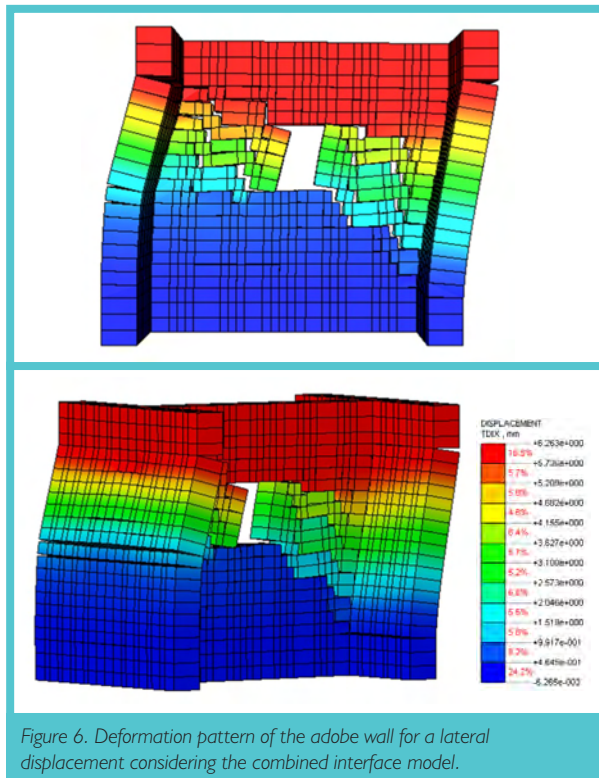


Figure 6. Deformation pattern of the adobe wall for a lateral displacement considering the combined interface model.

### 3.2 Total strain model macro modelling

The model is built with rectangular 4 nodes-shell elements. The size of each element is about 100 x 100 mm. The characteristic element length  $h$  in Midas FEA is given by  $(2A)^{0.5}$ , where  $A$  is the area of the element.

The elastic module  $E$  for the complete wall was selected from the adobe masonry tests (Tarque, 2005) and then calibrated to have a similar initial stiffness in the numerical pushover curve as the one observed in the test. A compression strength  $f_c$  close to 0.7 MPa is specified in the literature (Tarque, 2005), but the complete definition of the uniaxial

behaviour law is not available.  $f_c$  is obtained from tests on adobe piles (usually 5 adobe blocks placed vertically with earth mortar). The authors agree that the compressive strength of the adobe masonry can be lower than the value obtained from adobe piles tests. Compression tests should be performed on larger specimens in order to have results that can be used in the model considering a homogeneous material (Table 3). In this work a low value of  $f_c$  is considered, placed as a lower bound. Since no data was found in the literature, tensile strength and its fracture energy are calibrated to represent the global behaviour of the adobe wall. A reduction of the shear stiffness  $\beta = 0.1$  is assumed for using in a fixed crack model.

The material properties for the concrete and timber are the same as those used in the previous model (see Table 1).

**TABLE 3:** Adobe masonry material properties used for the total strain model.

Elastic				Tension	
$E$ (N/mm <sup>2</sup> )*	$\nu$	$\gamma m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$h$ (mm)	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )*	$G_{fl}$ (N/mm)*
200	0.2	1.9e-05	140	0.04	0.01
Compression					
$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )*		$G_{fc}$ (N/mm)*		$\epsilon_p$ (mm/mm)*	
0.3		0.068		0.00325	

\* calibrated values for adobe masonry.

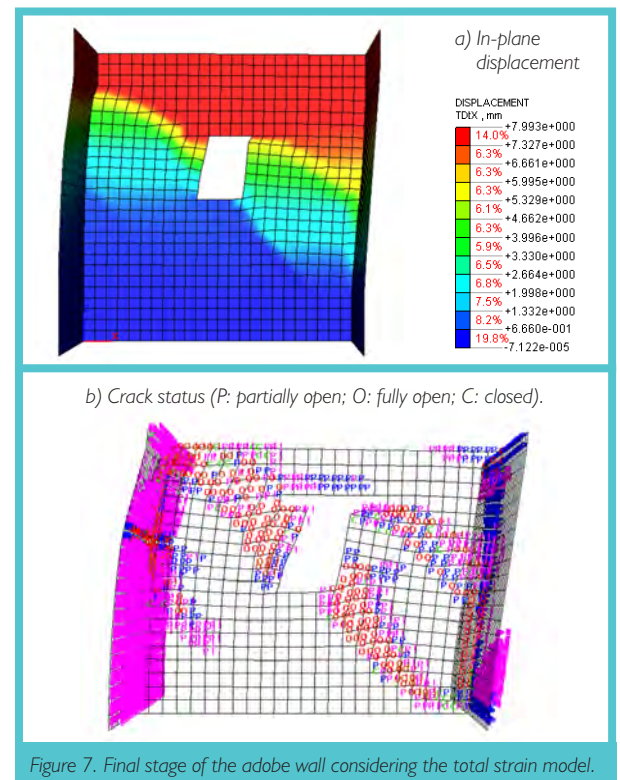


Figure 7. Final stage of the adobe wall considering the total strain model.

Figure 7 shows the deformation and the cracks pattern of the model (e.g. closed, partially open, fully open, etc.), which is in good agreement with the failure pattern observed in the test (Figure 2).

Due to problems with the convergence, the maximum displacement reached at the top of the wall is 7.84 mm. As in the previous model, cracks start at the openings corners and progresses diagonally to the wall edges.

### 4. Pushover curves

The numerical pushover curves represent fairly well the experimental one (Figure 8), especially the first branch, which could be related to the elastic behaviour. When the wall enters in the inelastic range (approximately after 1 mm of top

displacement) a dispersion of the numerical pushover curves is observed; however, after 2 mm all the curves match again well the experimental one. It should be noted that this uncertainty is inherent with the nature of the problem and it is found also in the experimental data. The model with the combined interface law seems to be less ductile than the other ones. This is due to the assumption that the adobe blocks are assumed to be elastic; therefore no tension or compression damage is expected to occur. When the interfaces (mortar) reach the maximum strength in tension or compression, a relative displacement amongst blocks occurs and the pushover curve becomes non-linear. The numerical model considering the total strain model is more ductile due to the fact that the inelastic properties are distributed all over the wall and not just concentrated at the mortar joints.

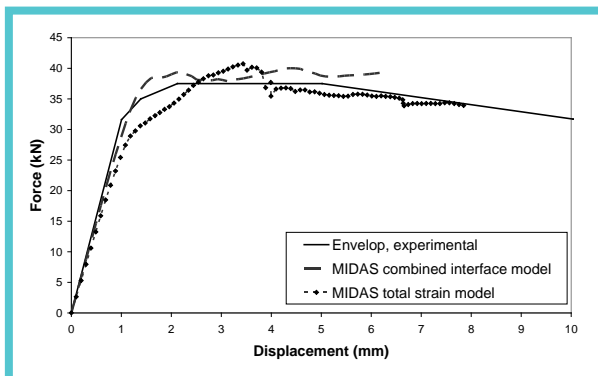


Figure 8. Pushover curves: experimental results and numerical modelling.

## 5. Conclusions

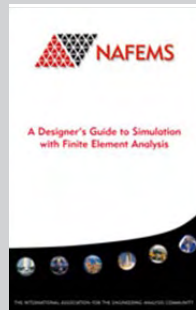
The material properties used reproduced well the in-plane behaviour of the adobe wall tested. The results show that the tensile strength and the softening response control the global behaviour of the wall. When the maximum tensile strength is reached in one element, stress redistribution occurs and the wall response initiates to be nonlinear. Brittle materials fail due to the progress of internal cracks, inducing a softening behaviour.

The lack of experimental data for the evaluation of the hardening/softening behaviour of the adobe material makes difficult to predict numerically the adobe wall behaviour; although, the calibrated material properties represent well the experimental pushover curve.

## 6. References

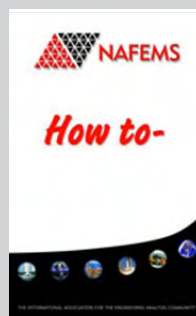
- Blondet M., Madueño I., Torrealva D., Villa-García G. and Ginocchio F. (2005) Using industrial materials for the construction of safe adobe houses in seismic areas. *Proceedings of the Earth Build 2005 Conference*, Sydney, Australia.
- Lourenço, P.B. (1994) Analysis of masonry structures with interface elements: Theory and applications. Report 03-21-22-0-01, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.
- Midas FEA v2.9.6 (2009) Nonlinear and detail FE Analysis System for Civil Structures. Midas Information Technology Co. Ltd.
- Stavridis, A. and Shing, P. B. (2010) Finite element modelling of nonlinear behaviour of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **136**(3), 285-296.
- Tarque, N. 2008. Seismic Risk Assessment of Adobe Dwellings. Master thesis. European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Pavia, Italy. Available at October 2009 from: [http://www.roseschool.it/index.php?option=com\\_docman&task=doc\\_download&gid=183&mode=view](http://www.roseschool.it/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=183&mode=view)

## In Libreria



### A Designer's Guide to Simulation with Finite Element Analysis. NAFEMS - Giugno 2008.

Una guida interessante come molte di NAFEMS che centra il bersaglio. La guida si rivolge infatti a quegli utenti di software CAD, in genere ingegneri progettisti anche esperti, nei quali sono integrati strumenti di analisi numerica. Tali strumenti "all-in-one" enfatizzano primariamente gli aspetti geometrici, una situazione piuttosto diffusa nel settore meccanico, ma vicina anche al settore civile. Accade spesso che software di analisi economici, dotati di materiali di apprendimento ridotti all'essenziale, portino l'ingegnere a credere che le analisi condotte siano, con altrettanta semplicità, validabili. La guida parte da questo punto per individuare le indispensabili informazioni omesse sull'argomento.



### How To Undertake Finite Element Based Geotechnical Analysis. NAFEMS - Nov. 2002, 58 pg.

Il software di calcolo in ambito geotecnico sono evoluti notevolmente negli anni. La Potenza di calcolo è in grado di permettere modellazioni complesse. Questo, assieme alla pressione per analizzare strutture sempre più complesse e performanti ha reso questi software molto popolari. Il rischio è che si affrontino analisi considerando i software come delle "black box". Il libro si rivolge agli esperti geotecnici con scarse conoscenze delle analisi numeriche e agli ingegneri junior che hanno appreso, in ambito universitario, prevalentemente nozioni sul campo FEM linearmente elastico. Sono trattati i vari modelli costitutivi, le analisi di rottura, ma vengono anche proposti utili esempi utilizzabili come vere e proprie esercitazioni di analisi numeriche di fondazioni.



### SAFESA Quick Reference Manual, NAFEMS - Gennaio 1995, 19 pg.

Questo testo getta le basi della metodologia SAFESA per l'utilizzo delle analisi ad elementi finiti al fine di supportare la qualificazione di strutture. SAFESA adotta la filosofia di formalizzare il processo di qualificazione e pertanto si pone l'obiettivo di fornire una procedura sistematica per eseguire analisi ad elementi finiti in un ambito di qualificazione. Il processo permette di minimizzare gli errori e, quando presenti, identificarli e trattarli. Questo documento è supportato da una serie di altri documenti, incluso 'The SAFESA Management Guidelines' e 'SAFESA Technical Manual' e supporta ampiamente i recenti standard di qualità come le ISO 9001 e le NAFEMS QSS.



# ISI

Ingegneria Sismica Italiana

Venite a conoscere ISI

[www.ingegneriasismicaitaliana.it](http://www.ingegneriasismicaitaliana.it)

Nasce ISI, l'associazione che promuove le soluzioni concrete dell'ingegneria antisismica, semplificando i rapporti tra le aziende italiane e le istituzioni.

ISI è sperimentazione, aggiornamento, dialogo. Una vetrina permanente a disposizione delle eccellenze del settore.