

aicap

**Associazione Italiana Calcestruzzo
Armato e Precompresso**



**Ordine Ingegneri della Provincia di
BARLETTA ANDRIA TRANI**

d'intesa con

A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana

**A.N.I.D.I.S. - Associazione Nazionale Italiana di
Ingegneria Sismica**

**C.T.E. - Collegio Tecnici della Industrializzazione
Edilizia**

**Andria
11 giugno 2010**

**LA PROGETTAZIONE
STRUTTURALE
SECONDO D.M. 14.01.08
E CIRCOLARE APPLICATIVA**



Marisa Pecce

Dipartimento di Ingegneria

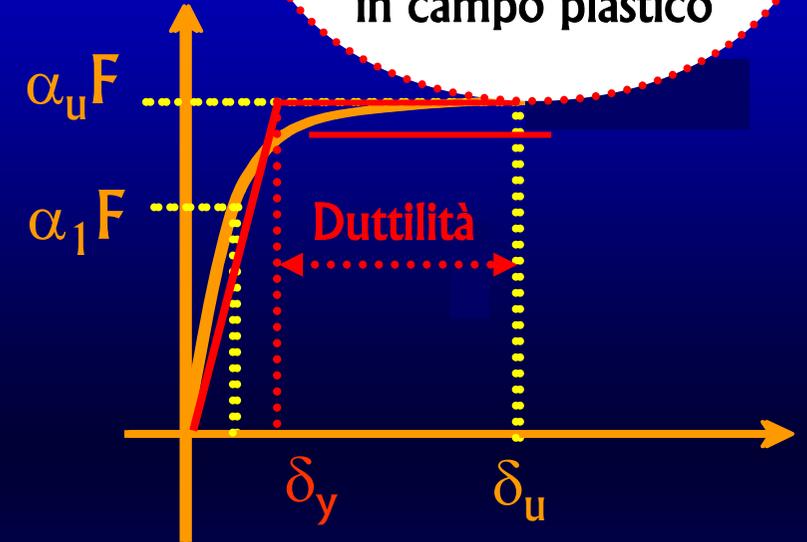
Università del Sannio

Misura della capacità della struttura



DUTTILITA'

Capacità di dissipare energia in campo plastico



-Duttività

-Gerarchia delle Resistenze

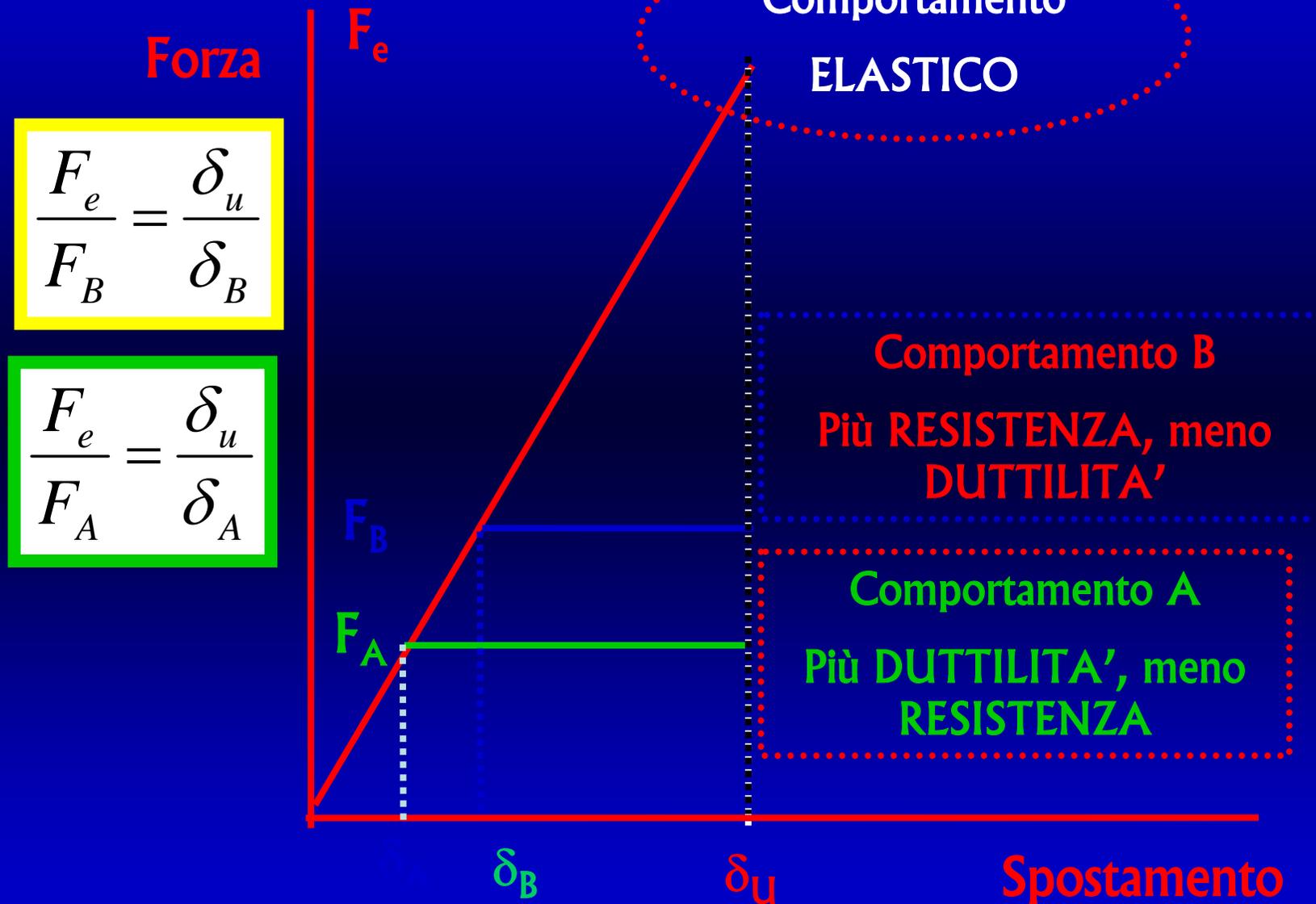
q - FATTORE DI STRUTTURA

$$q \propto \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

SOVRARESISTENZA

Ulteriore risorsa in campo plastico

Comportamenti sismicamente equivalenti



STATI LIMITE PER AZIONI SISMICHE

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_i < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_i \leq d_{rp} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

d_i è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Valutazione ed adeguamento Il processo logico

- **Conoscenza**
 - Geometria
 - Caratteristiche dei materiali
 - Condizioni di conservazione
- **Definizione delle prestazioni richieste**
 - Sismicità dell'area
 - Destinazione d'uso
 - Livello di protezione richiesto/accettato
- **Valutazione della struttura esistente**
 - Definizione del modello
 - Analisi sismica
 - Verifica di sicurezza
- **Progetto di adeguamento**
 - Scelta in relazione a vincoli e prestazioni richieste
 - Dimensionamento dell'intervento
- **Valutazione della struttura adeguata**

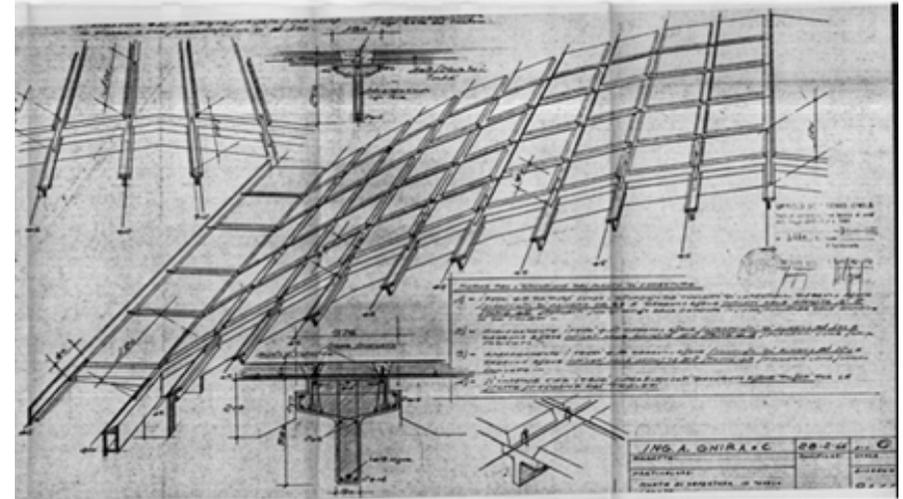
I dati necessari

✚ **Le fonti di informazione**

- ✓ Documenti di progetto
- ✓ Rilievo strutturale
- ✓ Prove in situ e in laboratorio

✚ **Tipologia del dato**

- ✓ Definizione dell'organismo e verifica di regolarità
- ✓ Strutture di fondazione
- ✓ Categoria di suolo
- ✓ Geometria e dimensione della struttura portante
- ✓ Caratteristiche meccaniche delle parti strutturali
- ✓ Difetti nei particolari costruttivi e nei materiali
- ✓ Norme vigenti all'epoca del progetto
- ✓ Destinazione d'uso e categoria di importanza
- ✓ Eventuali danni subiti in precedenza e riparazioni effettuate



I Livelli di conoscenza

- ☞ **LC1: Conoscenza Limitata**
- ☞ **LC2: Conoscenza Adeguata**
- ☞ **LC3: Conoscenza Accurata**

I parametri di classificazione:

- ✓ **Geometria**, le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali
- ✓ **Dettagli strutturali**, quantità e disposizione delle armature, collegamenti, collegamenti fra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti
- ✓ **Materiali**, proprietà meccaniche dei materiali

I Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata

- ✓ **Geometria:** la geometria è nota o in base ad un rilievo o in base ai disegni originali (da verificarsi in situ). Conoscenza idonea ad effettuare una analisi lineare
- ✓ **Dettagli costruttivi:** i dettagli non sono disponibili e devono essere ricavati sulla base di un progetto simulato. Verifica limitata in situ delle armature. Conoscenza idonea a verifiche locali di resistenza
- ✓ **Materiali:** non sono disponibili le caratteristiche meccaniche dei materiali (elaborati o certificati di prova). Valori usuali dell'epoca di costruzione convalidate da limitate prove in situ

I Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata

- ✓ **Geometria:** la geometria è nota in base ad un rilievo o in base ai disegni originali (da verificarsi in situ). Conoscenza idonea ad effettuare una analisi lineare e non.
- ✓ **Dettagli costruttivi:** i dettagli sono noti da una estesa verifica in situ oppure parzialmente noti da disegni costruttivi. Verifica limitata in situ delle armature. Conoscenza idonea a verifiche locali di resistenza o messa a punto di un modello non lineare.
- ✓ **Materiali:** sono disponibili le caratteristiche meccaniche dei materiali o da elaborati o da estese verifiche in situ.

I Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata

- ✓ **Geometria:** la geometria è nota in base ad un rilievo o in base ai disegni originali (da verificarsi in situ). Conoscenza idonea ad effettuare una analisi lineare e non.
- ✓ **Dettagli costruttivi:** i dettagli sono noti da una esaustiva verifica in situ oppure noti da disegni costruttivi. Verifica limitata in situ delle armature. Conoscenza idonea a verifiche locali di resistenza o messa a punto di un modello non lineare.
- ✓ **Materiali:** sono disponibili le caratteristiche meccaniche dei materiali o da elaborati o da esaustive verifiche in situ.

LIVELLI DI CONOSCENZA

informazione disponibile / metodi di analisi ammessi / fattori di confidenza

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali ¹ con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

Definizione delle verifiche

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

L'individuazione delle caratteristiche della struttura e dei dettagli costruttivi

Al fine di individuare tutti gli elementi in grado di fornire un quadro di informazioni soddisfacente è, in generale, utile articolare le attività di indagine in due fasi: **l'indagine preliminare e l'indagine dettagliata.**

Durante le **indagini preliminari** vanno ricercate le seguenti informazioni sulla struttura:

- ✓ periodo di progettazione e periodo di costruzione: sarà in tal modo possibile individuare le norme di riferimento impiegate nel progetto originale, inclusi i valori di riferimento per le azioni di progetto;
- ✓ i nomi dei professionisti che hanno progettato, diretto e collaudato l'opera, ed il nome del costruttore;
- ✓ elaborati di progetto, di collaudo e contabili (se disponibili);
- ✓ ricostruzione della storia relativa alle eventuali variazioni d'uso e allo stato di manutenzione oltre che degli eventi sismici e/o altri eventi di particolare rilievo che hanno interessato la struttura;
- ✓ presenza di eventuali condizioni di danno e/o degrado e la loro evoluzione nel tempo (quando sono state notate per la prima volta, se qualche contromisura è stata attuata, con quale risultato, ecc.);
- ✓ presenza di corpi aggiunti e/o di sopraelevazioni
- ✓ destinazione d'uso attuale ed eventuali previsioni di cambiamento.

Gli elaborati di progetto disponibili

Il progetto strutturale dell'edificio spesso non risulta disponibile in quanto la norma vigente fino al 1971, il R.D. n. 2229 del 16 novembre 1939, prevedeva, all'art. 4 del Capo I, soltanto l'obbligo per i costruttori di presentare, prima dell'inizio dei lavori, denuncia alla Prefettura della Provincia, allegando una copia del progetto di massima, il quale non conteneva alcun dettaglio ma soltanto dimensioni e caratteristiche principali dell'edificio da realizzare.

Al termine dei lavori, per ottenere la licenza d'uso della costruzione, il committente doveva poi presentare il certificato di collaudo delle opere alla Prefettura.

Soltanto a seguito della legge 5 novembre 1971, n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" è stato disposto, all'art. 4, l'obbligo di depositare il progetto esecutivo ed i calcoli statici presso l'ufficio competente del Genio Civile (ora sostituito dal corrispondente Ufficio regionale) all'atto della denuncia dei lavori.

Saggi e prove per individuare dimensioni e dettagli costruttivi

I sondaggi dovranno essere decisi in numero e caratteristiche tali da ottenere (o verificare nel caso sia disponibile una documentazione tecnica) le seguenti informazioni:

pilastrì: passo e diametro delle staffe, quantità e disposizione delle armature longitudinali;

travi: passo e diametro delle staffe, quantità e disposizione delle armature longitudinali;

solai: orditura, interasse, armature principali;

consistenza delle tamponature: tipo e caratteristiche degli elementi utilizzati (laterizi forati, pieni, blocchi in cls, ecc.), spessore, numero strati, intercapedine;

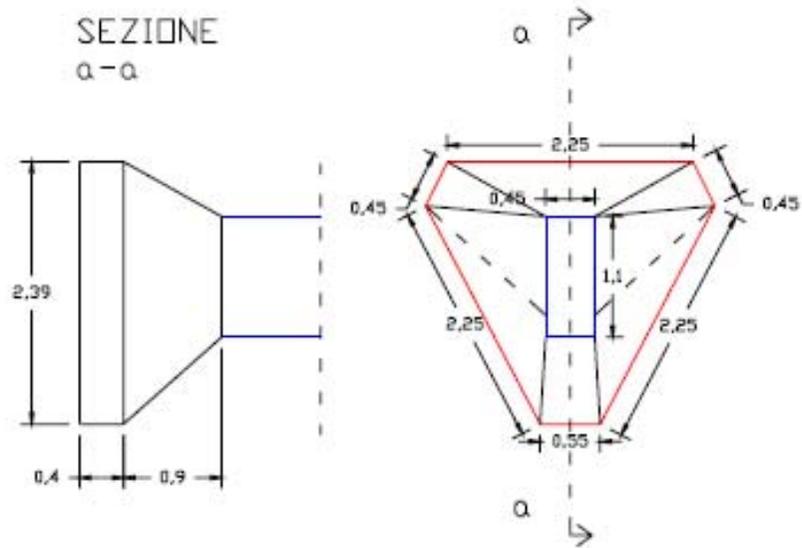
fondazioni: tipologia, piano di posa.

L'estensione dei saggi da realizzare sarà condizionata essenzialmente dal livello di conoscenza prescelto dal professionista, come stabilito dalla normativa.

Saggi sulle armature



Saggi in fondazione



Progetto simulato

A meno di una completa disponibilità degli elaborati grafici strutturali originali (da verificare), in generale, si rende necessario effettuare un progetto simulato della parte di struttura che risulta incognita

Tale operazione non risulta semplice in quanto dipende:

- ✓ **Analisi dei carichi (permanenti e accidentali)**
- ✓ **Definizione del modello di calcolo (valutazione delle sollecitazioni)**
- ✓ **Definizione delle armature (tensioni ammissibili, pratica progettuale)**

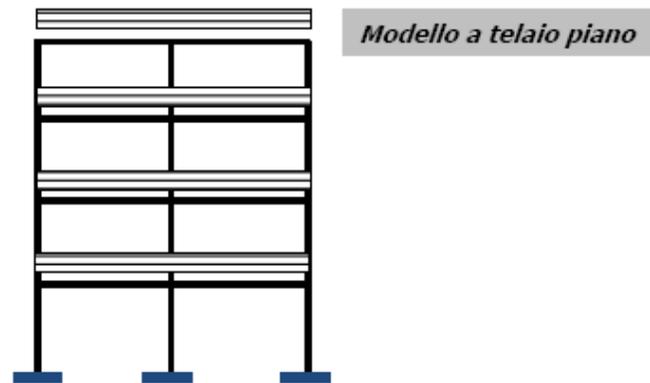
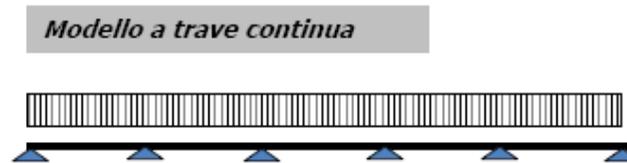
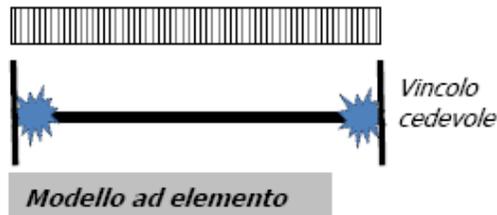
Fondamentale è la conoscenza delle normative dell'epoca e della manualistica in uso.

Progetto simulato

Il modello di calcolo generalmente adottato in passato risultava:

Per la progettazione per soli carichi gravitazionali

- Modello ad elemento (trave o pilastro)
- Modello a trave continua
- Modello a telaio piano



Il modello di calcolo generalmente adottato risultava:

Per la progettazione per carichi sismici

- Modello a telaio piano (rappresentativo)
- Modello spaziale con ripartizione del taglio di piano nell'ipotesi:
 - di impalcato flessibile (massa associata all'area di influenza)
 - di telai alla Grinter (ossia proporzionalmente alla rigidità dei soli pilastri)
 - di impalcato rigido

Normative precedenti

Tabella 3.3. Dati di progetto e verifica per gli elementi trave per varie normative

Normativa	Arm. Longit.	Arm. Trasversale	Verifiche	Coprifer.	Interfer.
R.D. 2229/39		50% Taglio staffe 50% Taglio piegati	n=6,8,10 Metodo T.A.	2 cm	min(2cm,φ)
D.M. 30/05/72	$A_f=0,25\% A_{sez}$ (per barre lisce) $A_f=0,15\% A_{sez}$ (per barre A.M.)		n=10,15 Metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min(2cm,φ)
D.M. 26/03/80	“	$A_{staffe}=3cm^2/m$ $\rho_{staf} \leq 0,8$ (alt. utile) $\rho_{staf} \leq 12\phi_{min}$ (appoggi)	n=15, Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 09/01/96	“			“	“

Tabella 3.4. Dati di progetto e verifica per gli elementi pilastro (gettati in opera) per varie normative

	Arm. Longit.	Arm. Trasversale	Verifiche	Coprif.	Interf.
R.D. 2229/39	0,8% fino a 2000cm ² 0,5% oltre 8000 cm ²	$\rho_{staf} = \min(1/2L_{min}, 10\phi_{min})$	n=6,8,10 Metodo T.A.	2 cm	min(2cm,φ)
D.M. 30/05/72	0,6-5% A_{dis} s.n. 0,3% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$\rho_{staf} = \min(15\phi_{min}, 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min(2cm,φ)
D.M. 30/05/74	$\geq 0,6\%$ A_{dis} s.n. 0,3-5% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$\rho_{staf} = \min(15\phi_{min}, 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 26/03/80	$\geq 0,8\%$ A_{dis} s.n. 0,3-6% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$\rho_{staf} = \min(15\phi_{min}, 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=15 Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 09/01/96	“			“	“

Normative precedenti

Tabella 3.5. Dati di progetto e verifica per i solai realizzati in opera per varie normative

	Dimensioni	Arm. Ripartizione	Verifiche	Coprifer.
R.D. 2229/39	H=max(L/30,8cm) Soletta min 4cm	$A_{rip}=25\% A_{principale}$	n=6,8,10 Metodo T.A.	Soletta 0,8cm Trav. = 2cm
D.M. 30/05/72	H=max(L/30,8cm) Soletta min 4cm	$A_{rip}=20\% A_{principale}$	n=10,15 Metodo T.A. Calcolo a rottura	Soletta 0,8cm Trav. = 2cm
D.M. 27/07/85	H=max(L/25,12cm) Soletta min 4cm		n=15 Metodo T.A. Stati limite	"
D.M. 09/01/96	"			"

Tabella 3.1. Caratteristiche del calcestruzzo per varie normative

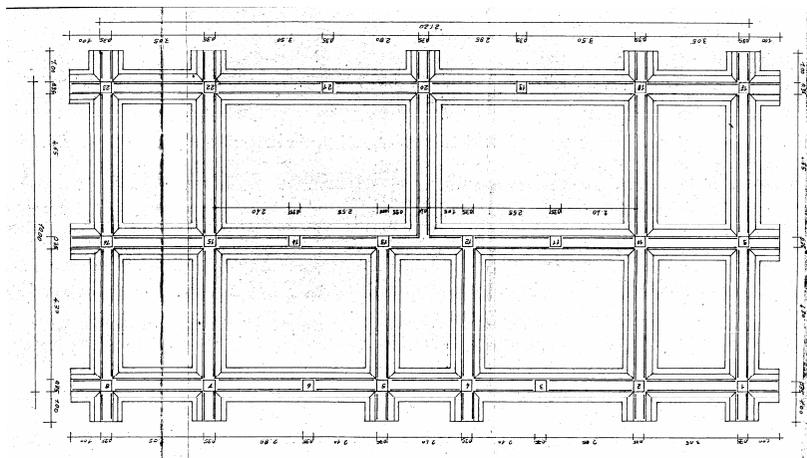
Normativa		Resistenza [kg/cm ²]	Tipo di Sollecitazione				Controlli	
			Compr.	Fless.	Taglio			
			$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{r_{el}}{\sigma_{max}}$	$\frac{r_{el}}{\sigma_{max}}$		
R.D. 2229/39	(val.med.)	Normale	≥120	29,2%	33,3%	3,3%	11,7%	1/125mc
		Alta res.	≥160	28,1%	31,3%	3,8%	10,0%	
		Contr. in cant.	180-225	33,3%	33,3%	2,7%	7,1%	
D.M. 30/05/72	(val. caratt.)	150-500	20-28%	29-40%	2,6-1,7%	9,3-48%	4/100mc min12	
D.M. 26/03/80	"	"	"	"	"	"	2/100mc min6	
D.M. 09/01/96	"	"	"	"	"	"	"	

Tabella 3.2. Caratteristiche dell'acciaio da cemento armato per varie normative

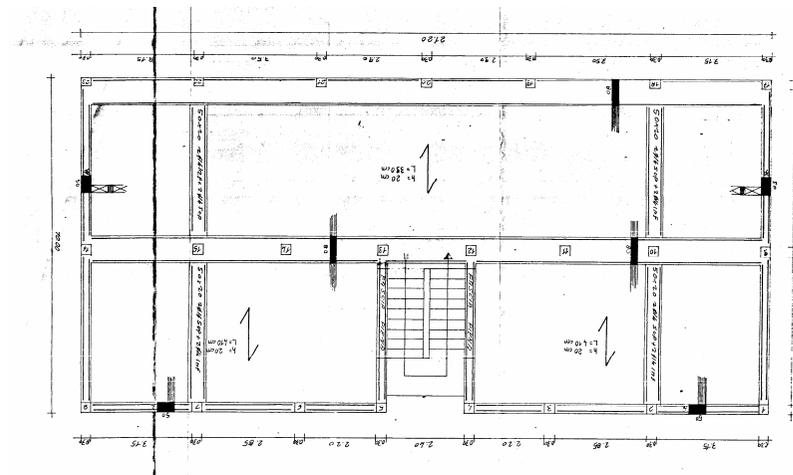
Normativa		Resistenza [kg/cm ²]		$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	Allung.	Controlli
		Rottura	Snervamento		a rottura	
R.D. 2229/39	Acciaio dolce	4200-5000	≥2300	28-33%	20%	2/1000
	Acciaio semiduro	5000-6000	≥2700	33-40%	16%	
	Acciaio duro	6000-7000	≥3100	29-40%	14%	
D.M. 30/05/72	Barre lisce	3400-5000	2300-3200	35-32%	24-23	3 camp. (facoltativo se control. in stab.)
	Barre Ader.Migl.	4600-5500	3800-4400	48-40%	14-12	

Grafici di progetto

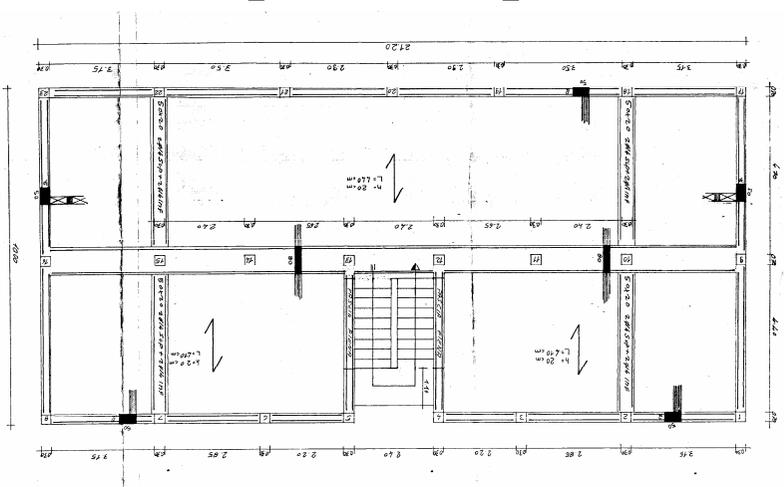
Pianta di fondazione



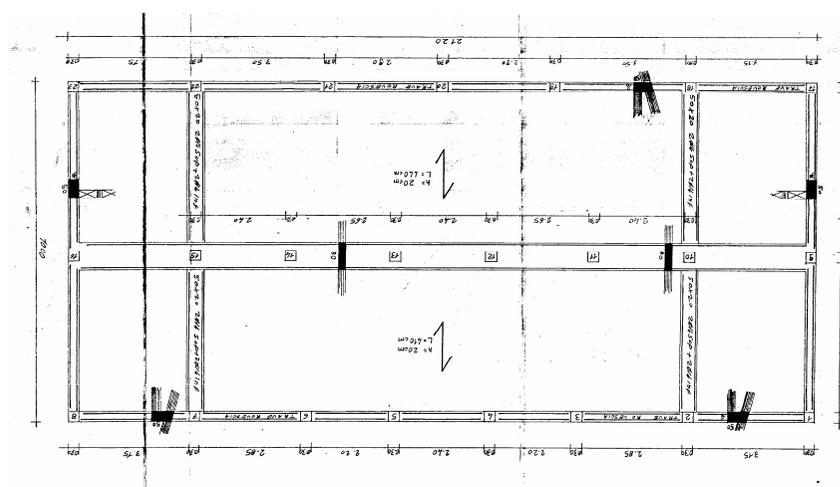
Pianta piano tipo



Pianta primo impalcato

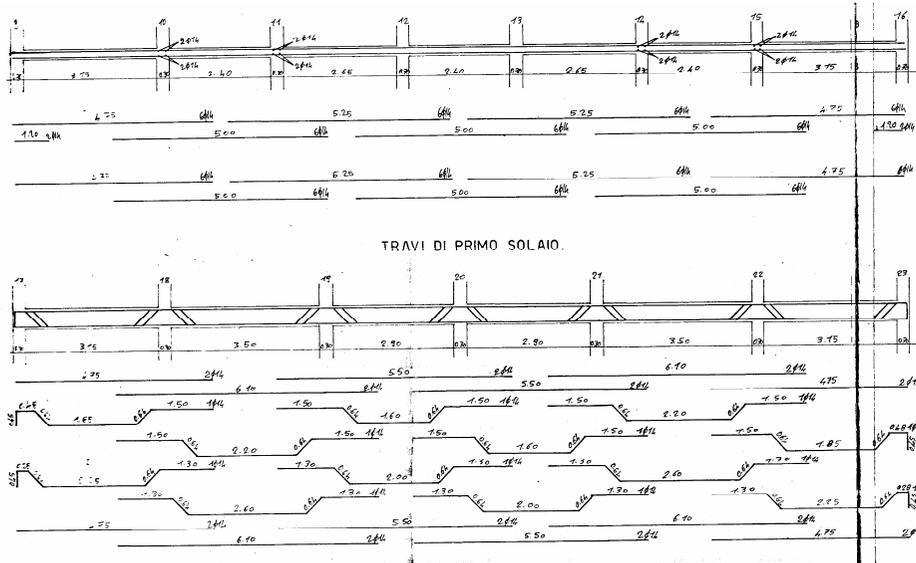


Pianta sottotetto

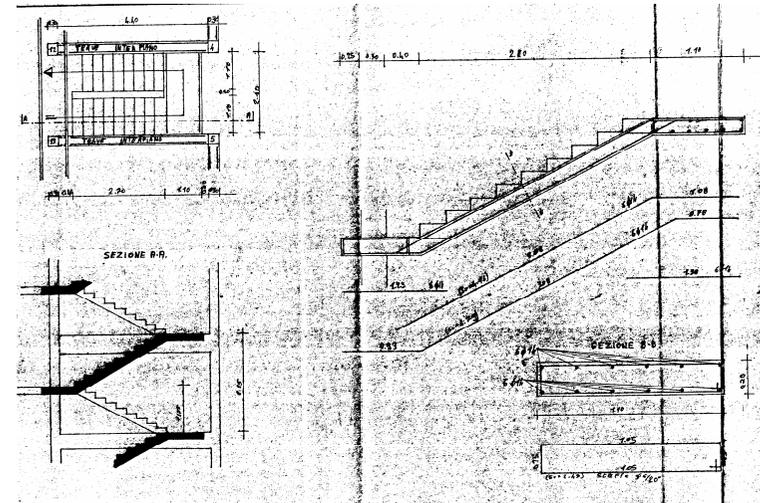


Grafici di progetto

travi



scala

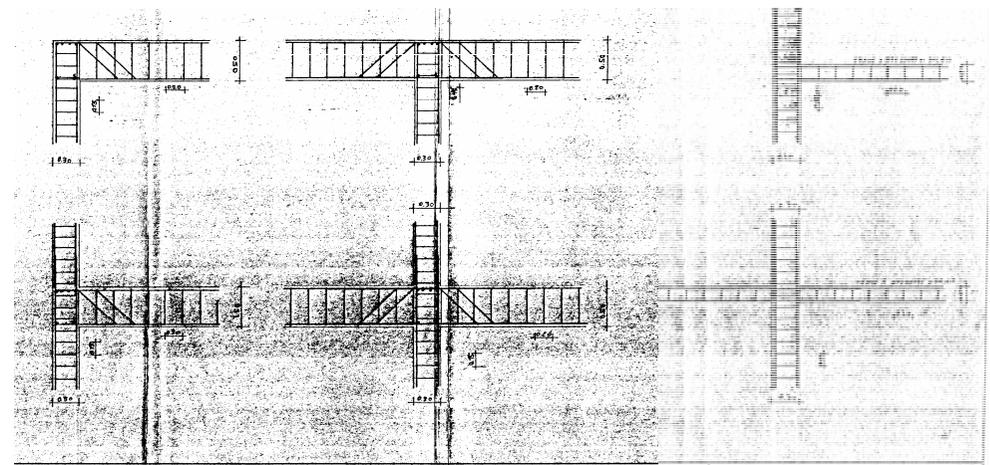


pilastri

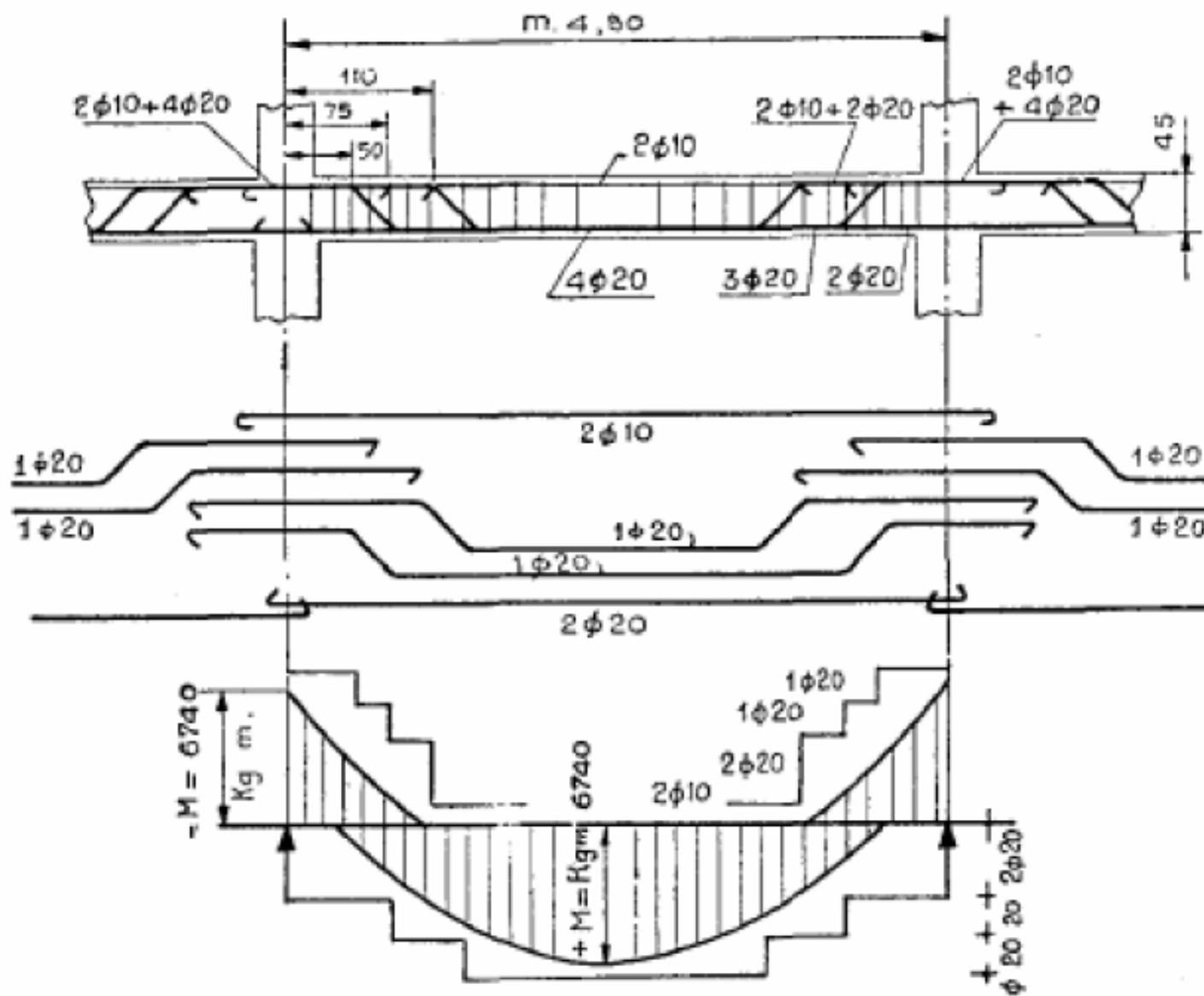
PILASTRI	1-2-3-4-5-6-7-8 17-18-19-20-21-22-23	9-10-11-12 13-14-15-16
ORDINE 5°		
DIMENSIONI		30x30
ARMATURA		16T6
STAFFE		8/150
ORDINE 4°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	16T6	16T6
STAFFE	8/150	8/150
ORDINE 3°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	16T6	16T6
STAFFE	8/150	8/150
ORDINE 2°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	16T6 + 20T6	16T6 + 20T6
STAFFE	8/150	8/150
ORDINE 1°		
DIMENSIONI	35x35	35x35
ARMATURA	16T6	16T6
STAFFE	8/150	8/150



nodi



Disposizione armature



TIPOLOGIE DI PROVE PER STRUTTURE IN C.A.

Informazione richiesta	Tipologie di prova disponibili
Comportamento statico e resistenza elementi strutturali inflessi (solai e travi)	<ul style="list-style-type: none">• Prove di carico con misura delle deformazioni
Resistenza del calcestruzzo	<ul style="list-style-type: none">• Carotaggi e microcarotaggi con prove di rottura a compressione• Metodi ultrasonici• Metodo sclerometrico e SonReb• Prove di pull-out
Degrado calcestruzzo	<ul style="list-style-type: none">• Prove per la determinazione della profondità di carbonatazione• Analisi chimiche

TIPOLOGIE DI PROVE PER STRUTTURE IN C.A.

Informazione richiesta	Tipologia di prova disponibili
Resistenza dell'acciaio per armature	<ul style="list-style-type: none">• Prelievo campioni di armatura con prova di rottura a trazione
Individuazione delle armature	<ul style="list-style-type: none">• Saggi diretti• Rilievi pacometrici
Degrado acciaio per armature	<ul style="list-style-type: none">• Prove di avanzamento della corrosione nelle barre
Dimensioni e profondità fondazioni	<ul style="list-style-type: none">• Saggi diretti (scavi)• Rilievi Georadar

Indagini sul calcestruzzo

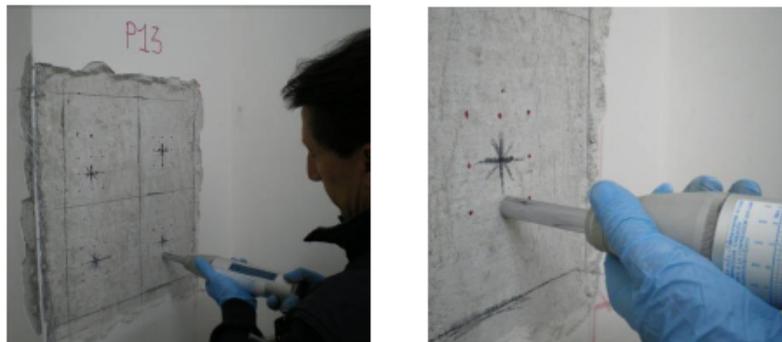
Tabella 4.1 Caratteristiche dei metodi di prova più diffusi per la determinazione della resistenza del calcestruzzo.

METODO	Costo	Rapidità	Danno str.	Rappresentatività	Affidabilità
Carotaggio	Elevato	Bassa	Moderato	Moderata	Elevata
Ultrasuoni	Basso	Elevata	Nulla	Buona	Moderata
Sclerometro	Basso	Elevata	Nulla	Superficiale	Scarsa

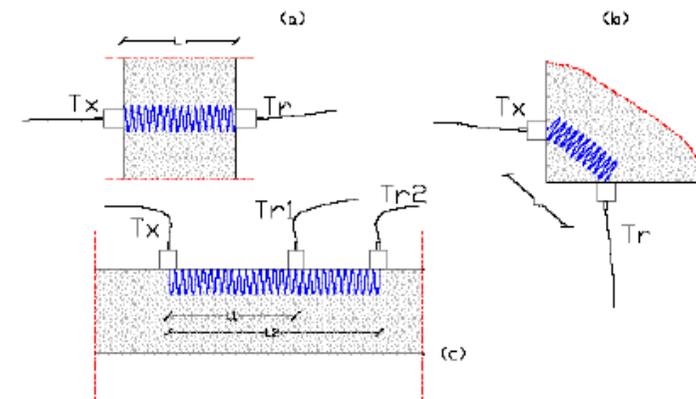
Prove estrazione carote



Prove sclerometriche



Prove ultrasuoni



→ Tecnica SONREB ←

INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE SU MATERIALI E STRUTTURE

Carotaggi e microcarotaggi:

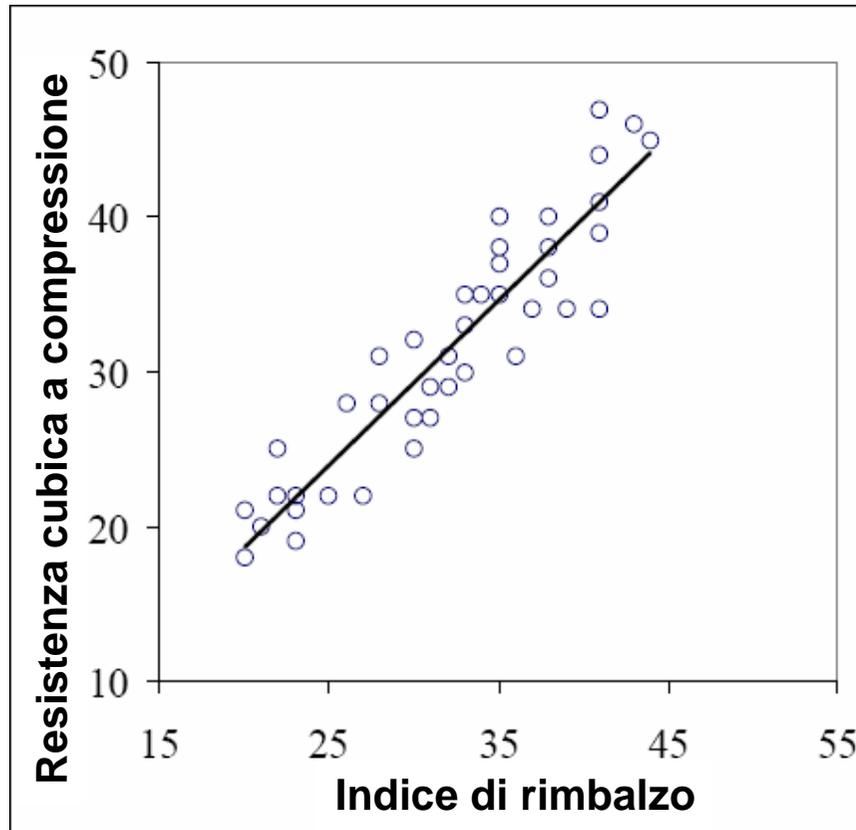
- Estrazione in situ di carote $\phi 100$ (o microcarote $\phi 60$) da elementi in calcestruzzo
- Prove di rottura a compressione (in laboratorio)
- Correlazione tra la resistenza misurata sulla carota e la resistenza cubica a compressione (British Standard):

$$R_{cub} = R_{carota} \cdot \frac{2.5}{1.5 + \phi / h}$$

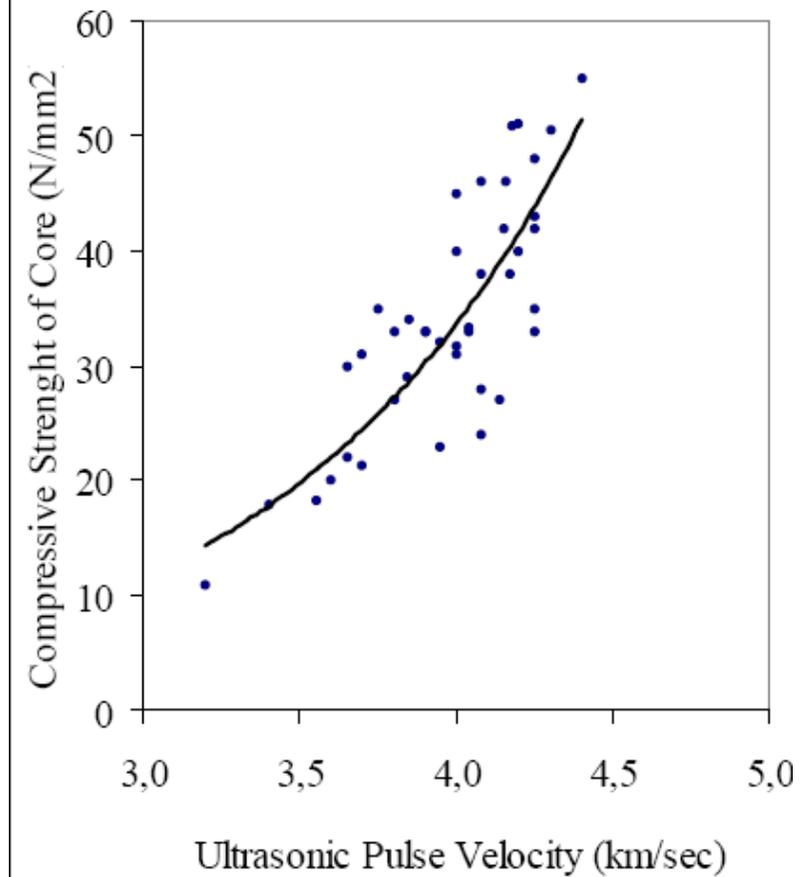
per prelievo orizzontale, con ϕ ed h diametro ed altezza della carota (in genere $\phi / h = 0.5$).

- **N.B.:** E' una prova "distruttiva": occorre stabilire con oculatezza il numero e la localizzazione dei prelievi.

Prove non distruttive: sclerometro e ultrasuoni



sclerometro

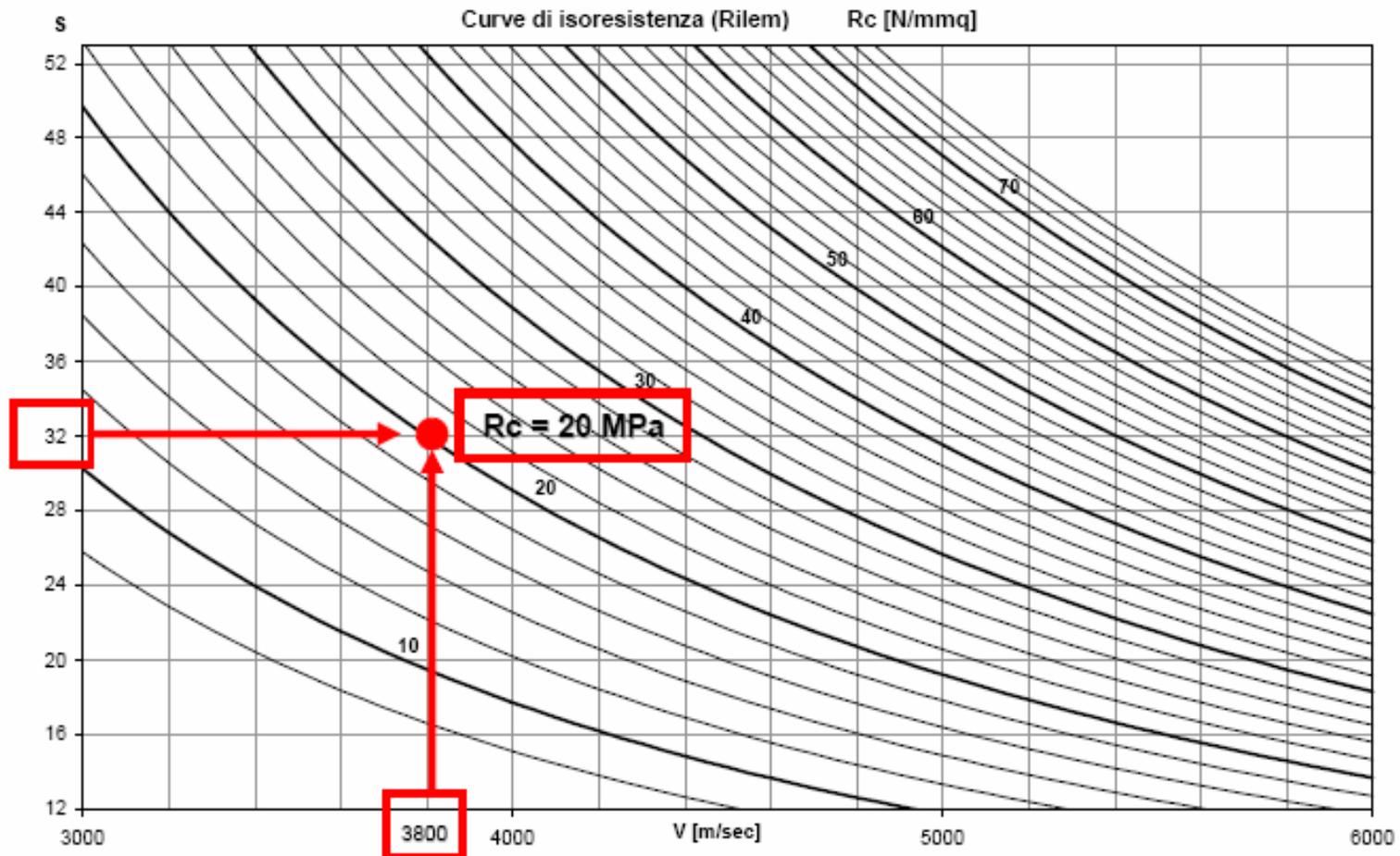


Relazione velocità ultrasonica--resistenza a compressione rilevata su carote

$$V = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

Metodo SONREB

L'applicazione del metodo Sonreb richiede la valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica V e dell'indice di rifrazione S a partire dai quali è



Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da **combinare** con gli altri carichi permanenti e variabili, possono essere valutati con i seguenti metodi di analisi:

- **Statica Lineare**
- **Dinamica Modale**
- **Statica non Lineare**
- **Dinamica non Lineare**

Metodi di analisi

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

La verifica allo stato limite deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre

$$F_d = E + G_k + \sum_i \Psi_{ji} \cdot Q_{ki}$$

essendo:

E l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_{ki} il valore caratteristico della azione variabile Q_i ;

$\Psi_{ji} = \Psi_{2i}$ coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente della azione variabile Q_i

Ψ_{0i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro della azione variabile Q_i

Analisi lineari con fattore q

L'analisi lineare (statica o dinamica) può effettuarsi mediante l'utilizzo di un **fattore di struttura q** , quale parametro di riduzione delle ordinate spettrali.

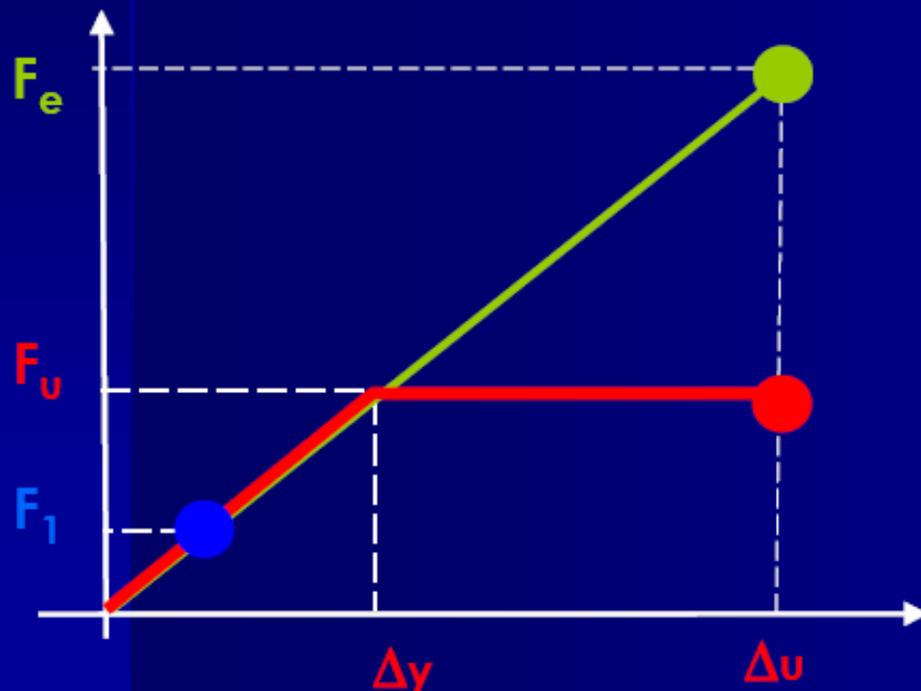
Tale metodo non può applicarsi allo stato limite di collasso (SL-CO).

*Il **fattore di struttura** va scelto nell'intervallo (1.50-3.00) in relazione alla regolarità della struttura e ai tassi tensionali degli elementi strutturali.*

Ai fini delle verifiche degli **elementi fragili** va, in ogni caso, adottato un **fattore di struttura $q=1.50$.**

Fattore di struttura q

L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista **un'opportuna definizione del fattore di struttura** in relazione alle **caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame**.

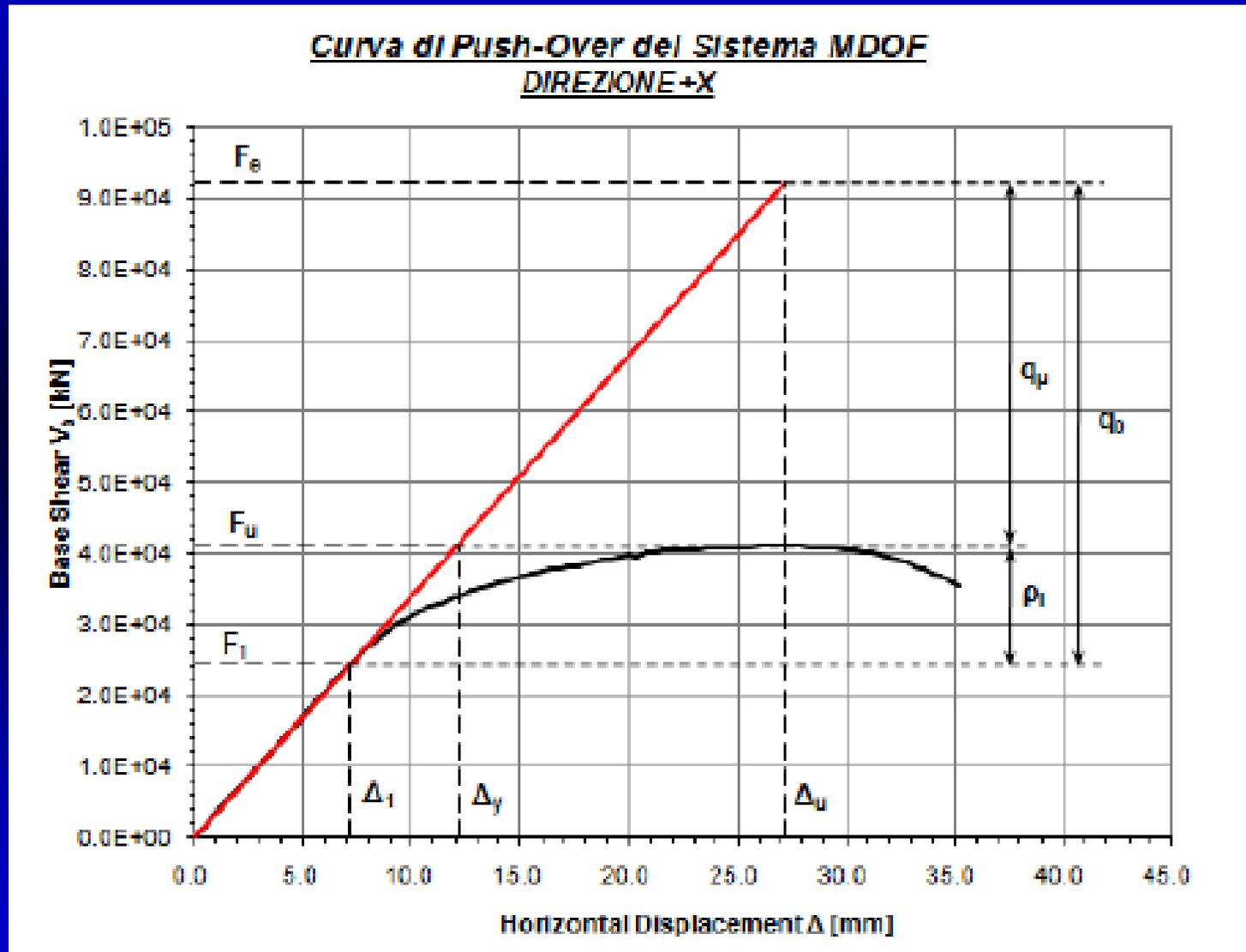


$$q = \frac{F_e F_u}{F_u F_1} = R_\mu R_s$$

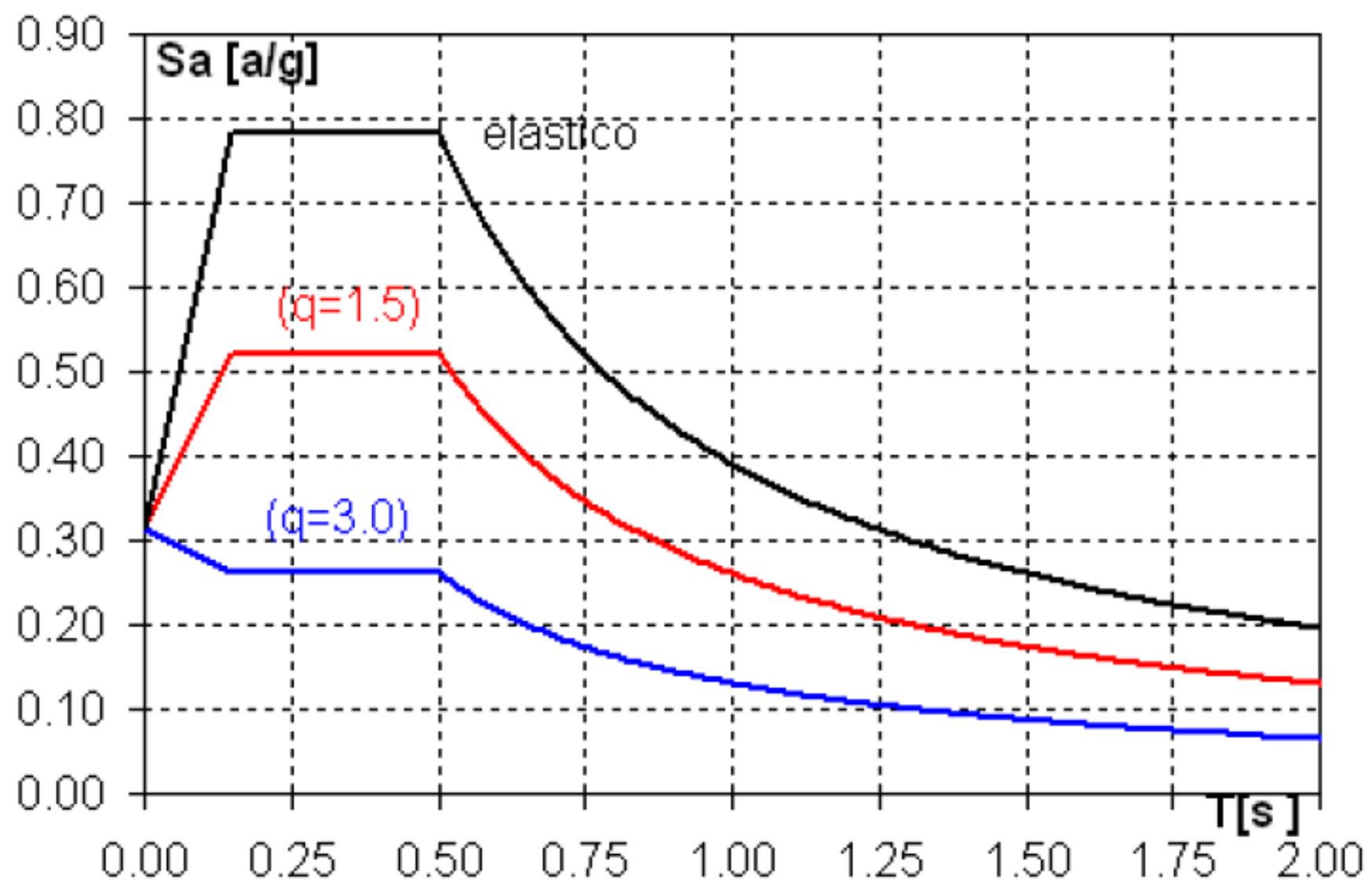
$$R_s = \frac{F_u}{F_1}$$

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_u} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Il fattore di struttura



Analisi lineare con fattore q



Analisi Statica Lineare

Il peso complessivo della costruzione, W varia a seconda dello stato limite con la seguente espressione:

$$G_k + \sum_i (\Psi_{Ei} \cdot Q_{ki})$$

Ψ_{Ei} è un coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , ed è pari:

$$\Psi_{0i} \quad (\text{SL-D})$$

$$\Psi_{2i} \quad (\text{SL-V})$$

Destinazione d'uso	Ψ_{0i}	Ψ_{2i}
Abitazione, Uffici	0,70	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,70	0,60
Tetti e coperture con nevi	0,70	0,35
Magazzini, Archivi	1,00	0,80
Vento	0,60	0,00

Carichi ai piani		F
Carichi indipendenti	Ultimo piano	1,0
	Altri piani	0,5
Archivi Carichi correlati ad alcuni piani	Ultimo piano	1,0
	Piani con carichi correlati	0,8
	Altri piani	0,5

Analisi Statica Lineare

✓ Esecuzione dell'analisi

L'analisi consiste nell'applicare, un sistema di forze distribuite lungo l'altezza, nel baricentro degli impalcati, assumendo una distribuzione lineare e proporzionale ai pesi:

$$F_i = F_h \frac{(z_i \cdot W_i)}{\sum (z_j \cdot W_j)} \qquad F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

- $S_d(T_1)$ ordinata dello spettro di risposta di progetto, calcolato per i tre SL;
- W peso complessivo della costruzione che varia a seconda degli SL ;
- l coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g l'accelerazione di gravità;
- W_i e W_j i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente;
- z_i e z_j le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni.

Analisi lineari con fattore q

ANALISI LINEARE CON SPETTRO ELASTICO RIDOTTO

		DOMANDA	CAPACITÀ
Tipologia di elemento o meccanismo di crisi	Duttile	Dall'analisi. (effettuata con fattore di struttura $q=1.5-3.0$)	In termini di resistenza. (Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC)
	Fragile	Dall'analisi. (effettuata con fattore di struttura $q=1.5$)	In termini di resistenza. (Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale)

Analisi Statica Lineare senza q

✓ Condizioni di applicabilità

- regolarità in pianta a condizione che il primo periodo della struttura $T_1 \leq 2.5T_c$ sec. con:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

H altezza edificio ≤ 40 m

C₁ 0.085 struttura intelaiata acciaio

0.075 struttura intelaiata in c.a.

0.050 altri

- indicando con $r_i = D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i , fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente C_i dell' i -esimo elemento primario della struttura, deve verificarsi che:

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2$$

- la capacità C_i degli elementi fragili deve essere maggiore della corrispondente domanda D_i , questa ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti oppure sulla base dei risultati dell'analisi ;
- il valore di r_{\max} non deve superare i valori indicati per ogni tipo di elemento nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali;

Condizioni di verifica

Analisi statica lineare

Definizione di $S_d(T_1)$

esempio

SL-DS	SL-CO	SL-DL
0.781g	1.171g	0.312g

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,075 \cdot 12,45^{3/4} = 0,48 \text{ s}$$

Definizione di λ

T_1	0.48
T_c	0.50
$2 T_c$	1,00
$T_1 < 2T_c$	
λ	0.85

$$F_i = F_h \frac{(z_i \cdot W_i)}{\sum (z_j \cdot W_j)}$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda$$

Impalcato	Fi [KN]- forze sismiche di piano		
	SL-DS	SL-CO	SL-DL
1	462	693	192
2	940	1410	391
3	1419	2127	591
Sottotetto	1146	1718	467
Copertura	1195	1792	494

Analisi statica lineare

✓ **Condizioni di applicabilità dell'analisi statica lineare**

	ρ^{\max}	ρ^{\min}	$\rho^{\max} / \rho^{\min}$
SL-DL	8.34	1.00	8.34
SL-DS	22.07	1.00	22.07
SL-CO	35.12	1.01	35.12

Questa verifica non è soddisfatta: l'analisi statica lineare non è applicabile in questo caso

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2$$

Analisi Lineari senza fattore q

ANALISI LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

DOMANDA

CAPACITÀ

Tipologia di elemento o meccanismo di crisi

Accettazione del Modello Lineare (ML)
condizioni di applicabilità (1) e (2)

Duttile/
Fragile

Dall'analisi.

In termini di resistenza.
(Usare i valori medi)

Verifiche di sicurezza
(se il ML è accettato)

Duttile

Dall'analisi.

In termini di deformazione.
(Usare i valori medi divisi per il
FC)

Fragile

Se $p_i \leq 1$, dall'analisi.

Se $p_i > 1$, dall'equilibrio con la
resistenza degli e/m duttili.
(Usare i valori medi moltiplicati
per FC)

In termini di resistenza.
(Usare i valori medi divisi per il FC
e per il coefficiente parziale)

Analisi Dinamica Modale

✓ **Condizioni di applicabilità** : vedi analisi statica lineare

✓ **Esecuzione dell'analisi**

Vanno considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

La combinazione dei modi può essere effettuata mediante:

- **SRSS** a condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri:

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

- Una combinazione quadratica completa (**CQC**):

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo *i*;

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo *j*;

ρ_{ij}(x) è il coefficiente di correlazione tra il modo *i* e il modo *j*;

x è il *coefficiente di smorzamento viscoso equivalente* (posto pari a 0,05);

Analisi modale

■ Applicazione dell'analisi

L'analisi viene applicata ad un modello tridimensionale

Lo spettro di risposta è applicato separatamente per ciascuna delle due direzioni orizzontali ortogonali

■ Combinazione dei modi di vibrazione dell'edificio

Nel modello tridimensionale adottato il programma permette la combinazione di tutti i modi della struttura ottenendo una massa partecipante totale >85%

La combinazione dei modi è stata effettuata mediante una CQC:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

■ Combinazione delle componenti dell'azione sismica

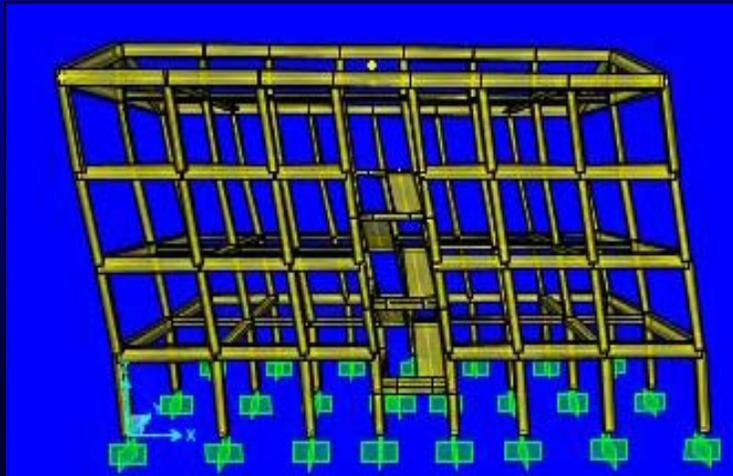
L'effetto del sisma in una direzione è stato ottenuto sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione

$$E_{totx} = E_x + 0.3E_y$$

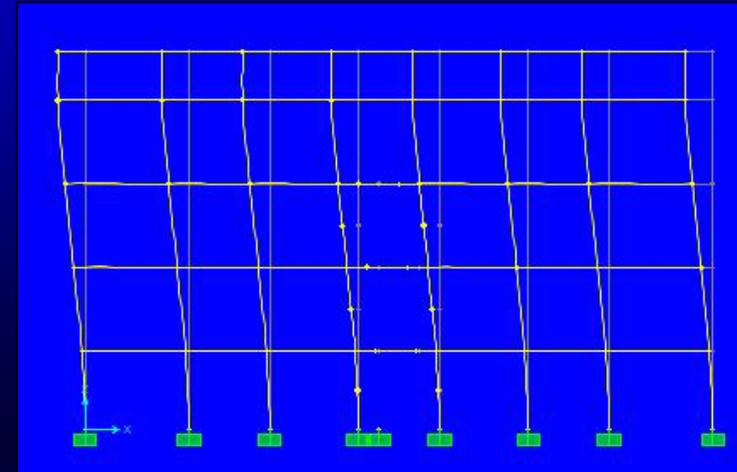
$$E_{toty} = 0.3E_x + E_y$$

Analisi modale

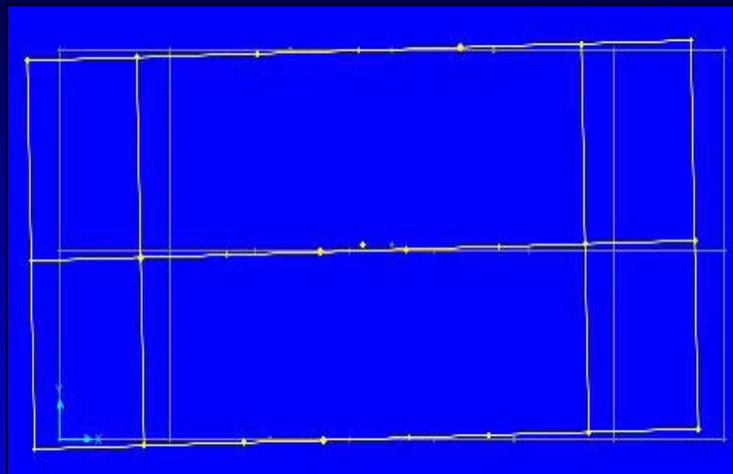
Modo 1 – $T_1 = 1.05$ sec (Traslazionale in direzione longitudinale)



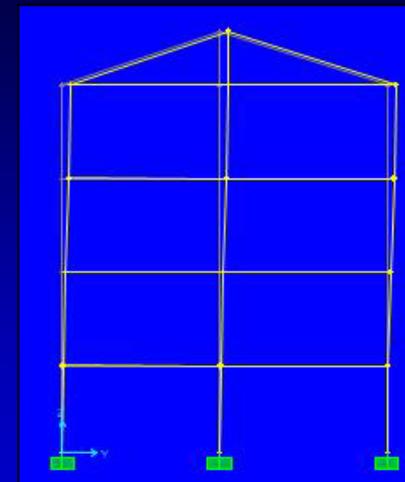
Tridimensionale



Telaio centrale longitudinale piano ZX



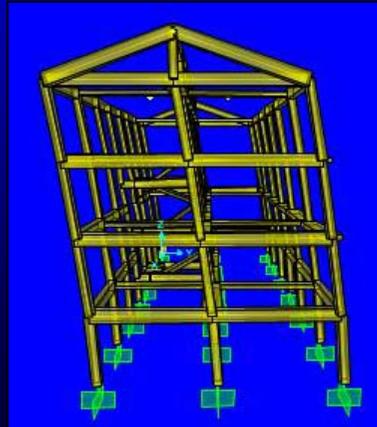
Impalcato piano XY



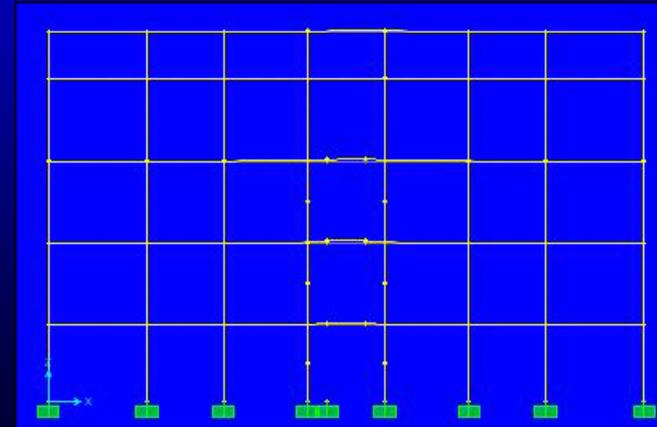
Telaio perimetrale trasversale piano ZY

Analisi modale

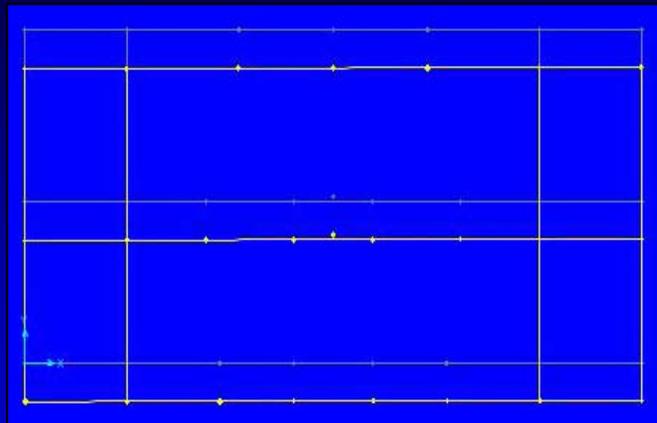
Modo 2 – $T_2 = 0.61$ sec (Traslazionale in direzione trasversale)



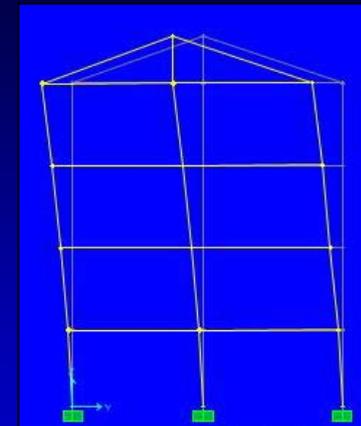
Tridimensionale



Telaio centrale longitudinale piano ZX



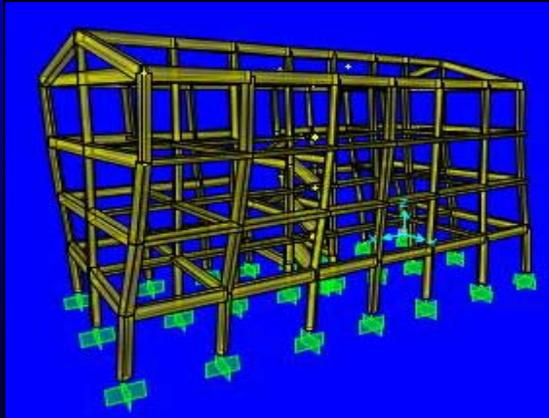
Impalcato piano XY



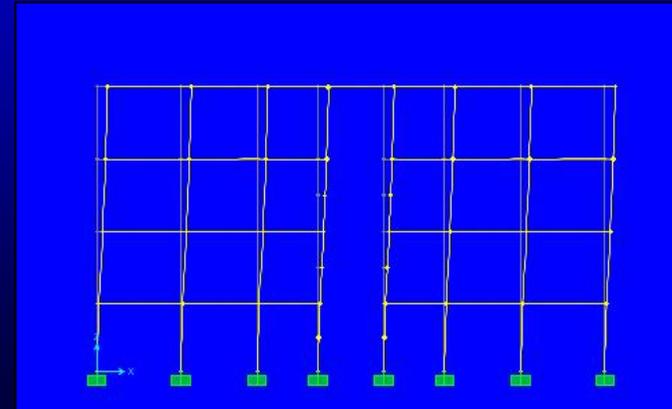
Telaio perimetrale trasversale piano ZY

Analisi modale

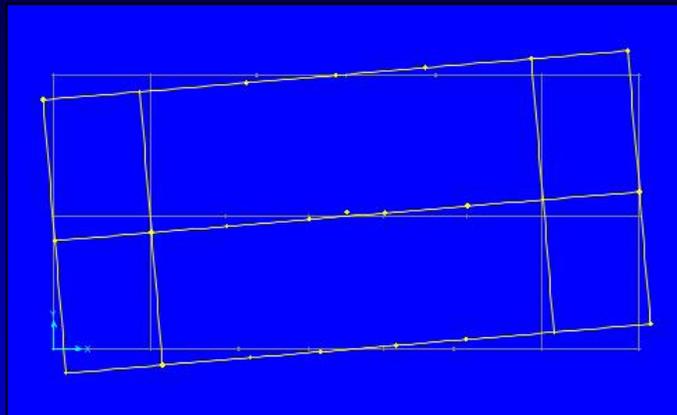
Modo 3 – $T_3 = 0.49$ sec (Rotazionale)



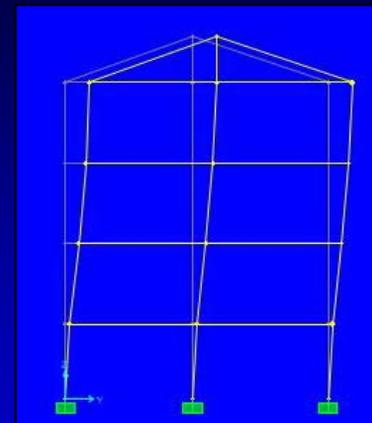
Tridimensionale



Telaio perimetrale longitudinale piano ZX



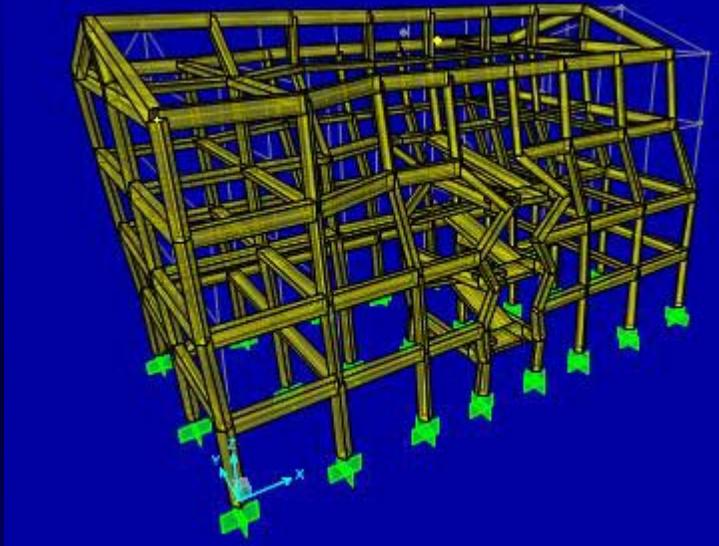
Impalcato piano XY



Telaio perimetrale trasversale piano ZY

Analisi modale

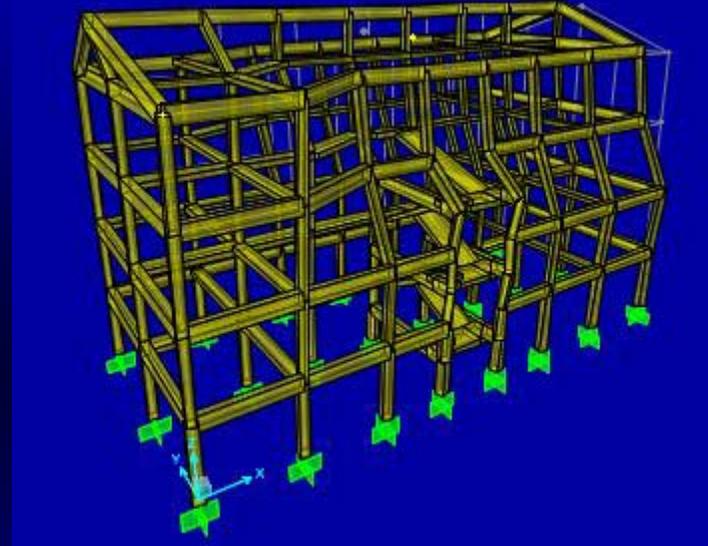
Stato limite di collasso (spettro elastico x 1.5)



Sisma in direzione longitudinale

$$E_{totx} = E_x + 0.3E_y$$

$$\gamma_I E_{totx} + G_k + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$



Sisma in direzione trasversale

$$E_{toty} = 0.3E_x + E_y$$

$$\gamma_I E_{toty} + G_k + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Analisi modale

✓ Condizioni di applicabilità dell'analisi modale

	ρ_{\max}	ρ_{\min}	ρ_{\max}/ρ_{\min}
SL-DL	3.67	1.00	3.67
SL-DS	8.15	1.00	8.15
SL-CO	12.13	1.00	12.13

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2$$

Questa verifica non è soddisfatta: l'analisi modale non è applicabile in questo caso

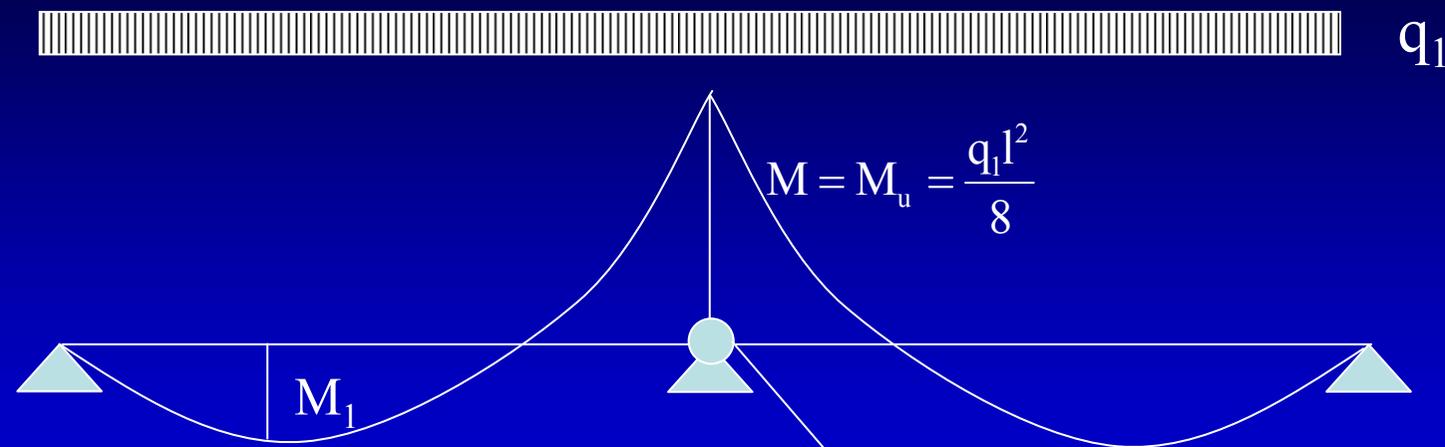
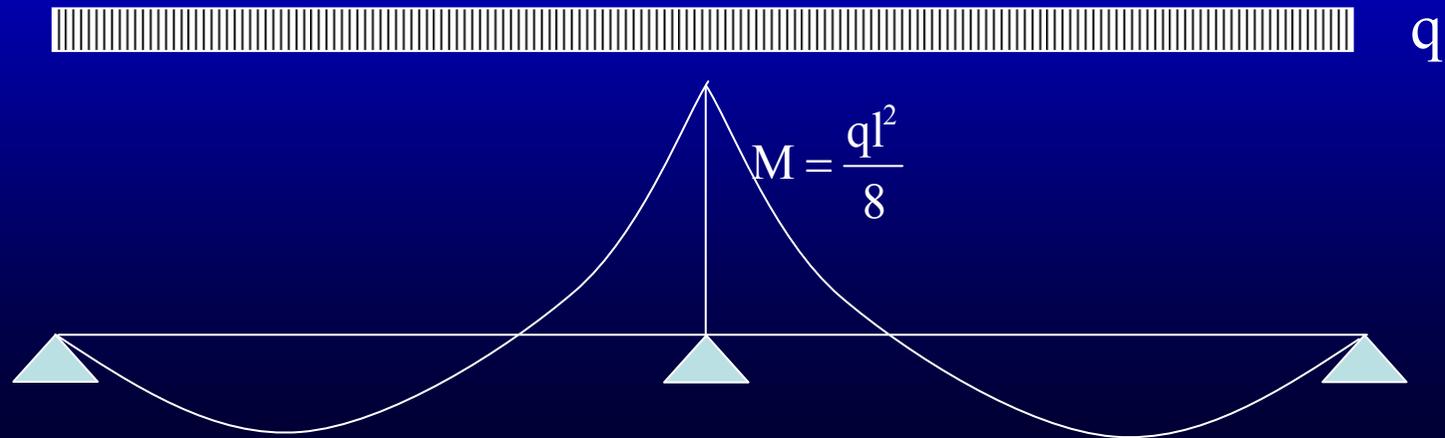
Analisi Statica non Lineare

Consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali crescenti in maniera monotona fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

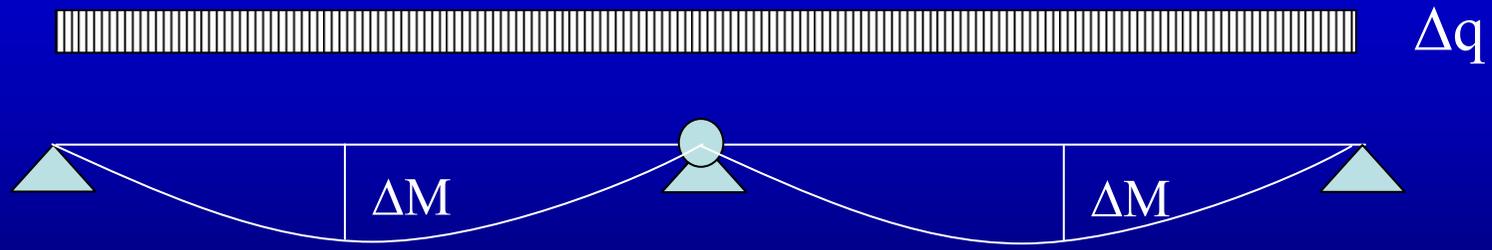
✓ **Condizioni di applicabilità**

- Edifici che soddisfano le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza
- Il metodo può essere esteso ad edifici non regolari purchè si tenga conto dell'evoluzione della rigidezza e delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche (metodi evolutivi)

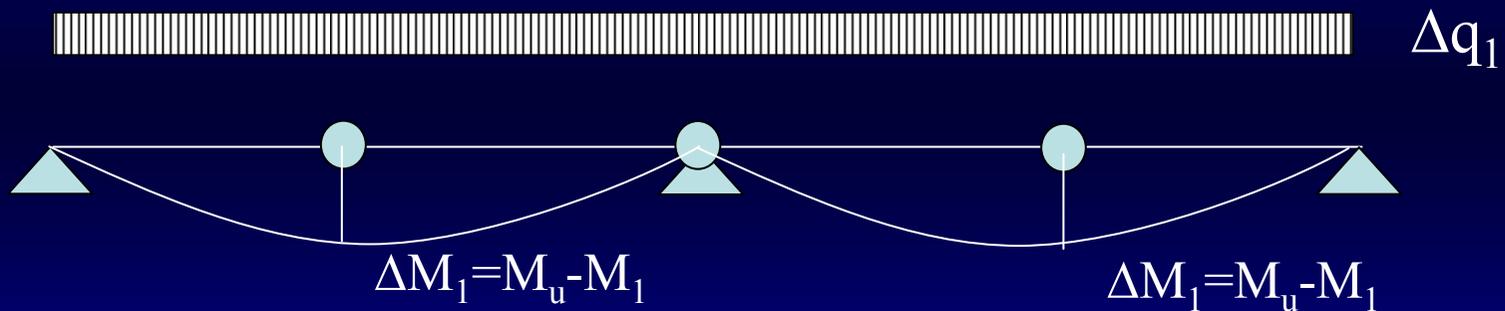
Comportamento non lineare



cerniera plastica



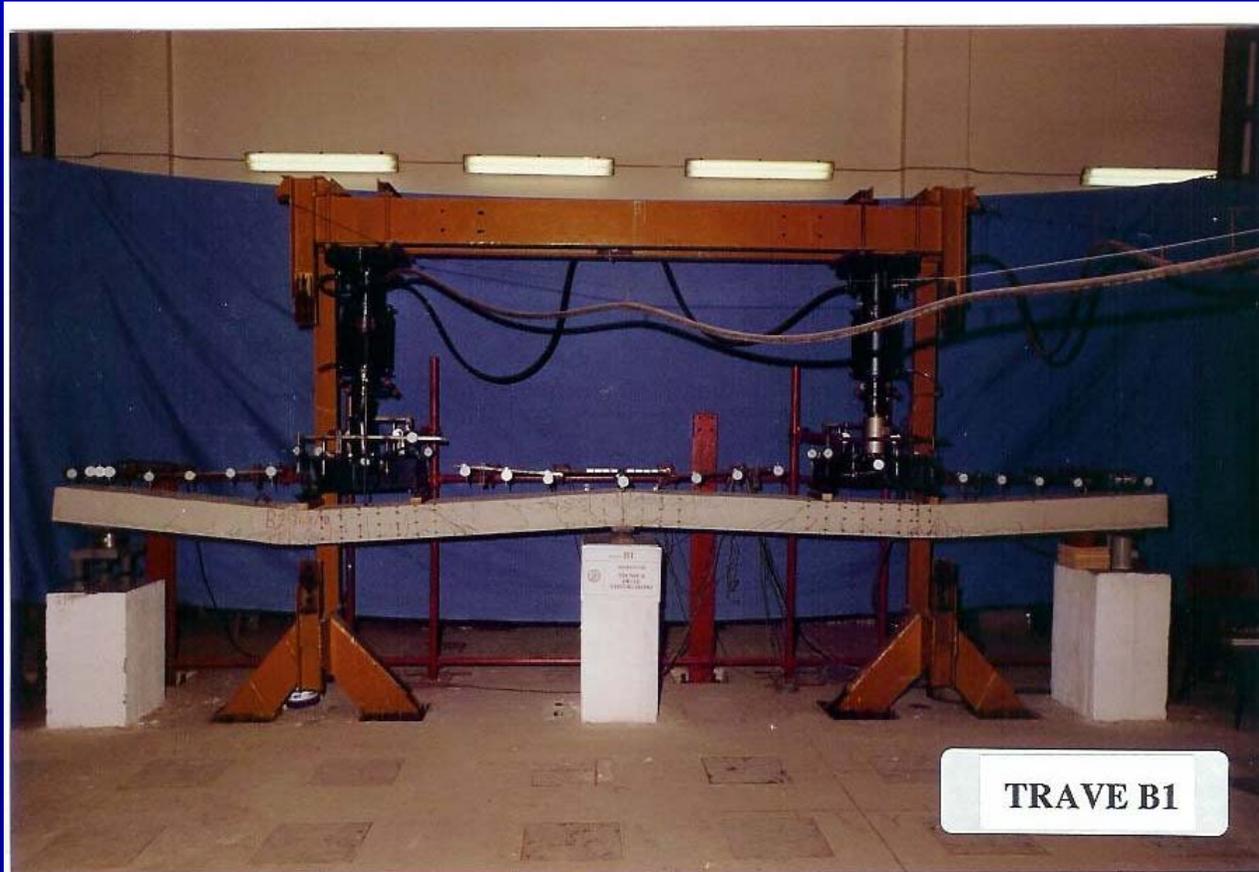
meccanismo



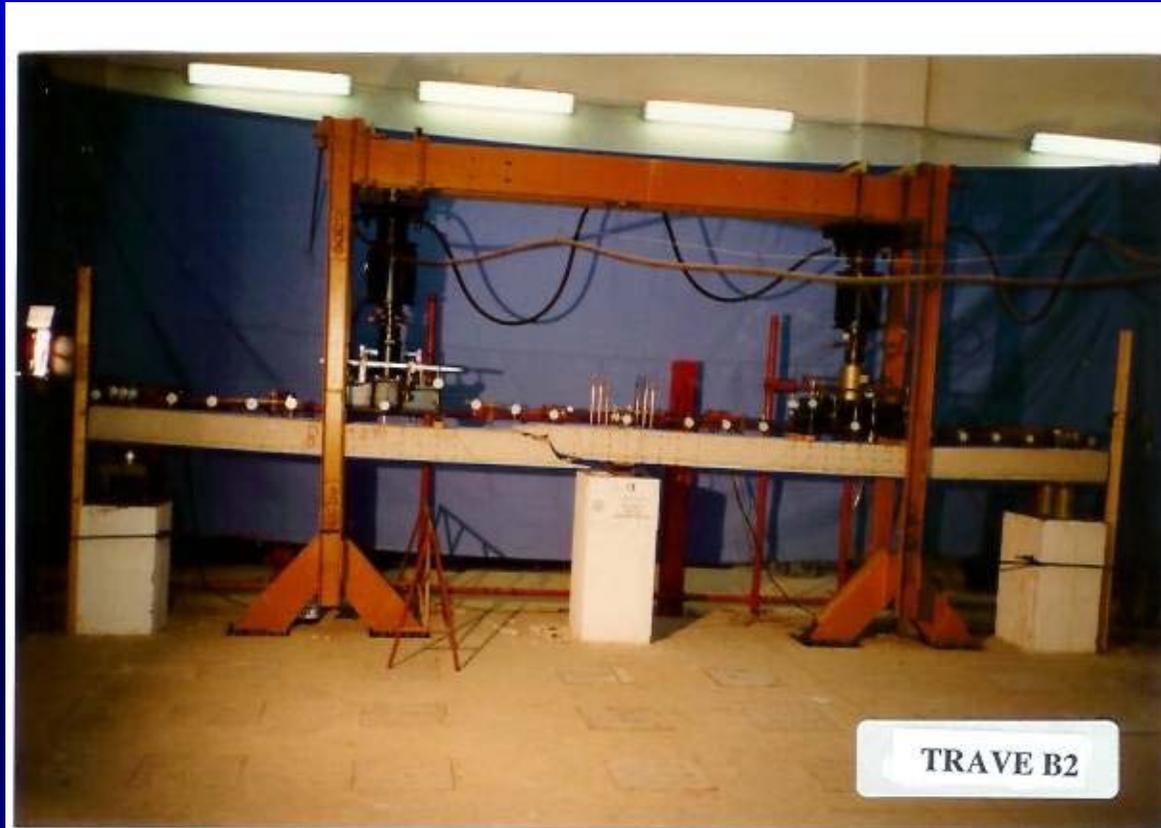
se la cerniera centrale può ruotare (duttività disponibile)
 se la sezione di campata può resistere sufficientemente

$$q_u = q_1 + \Delta q_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = q_u / q_1$$



TRAVE B1



TRAVE B2

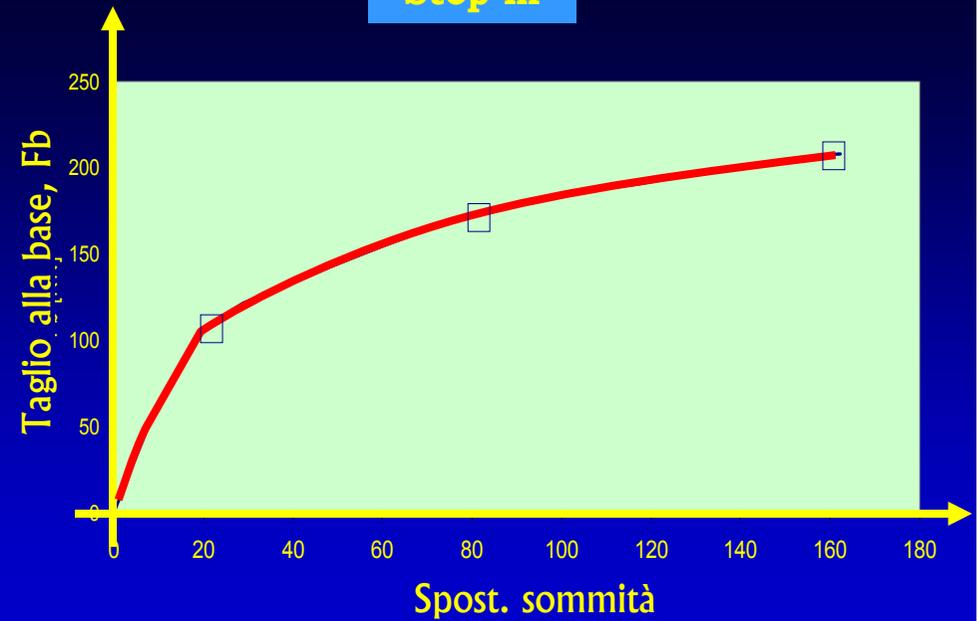
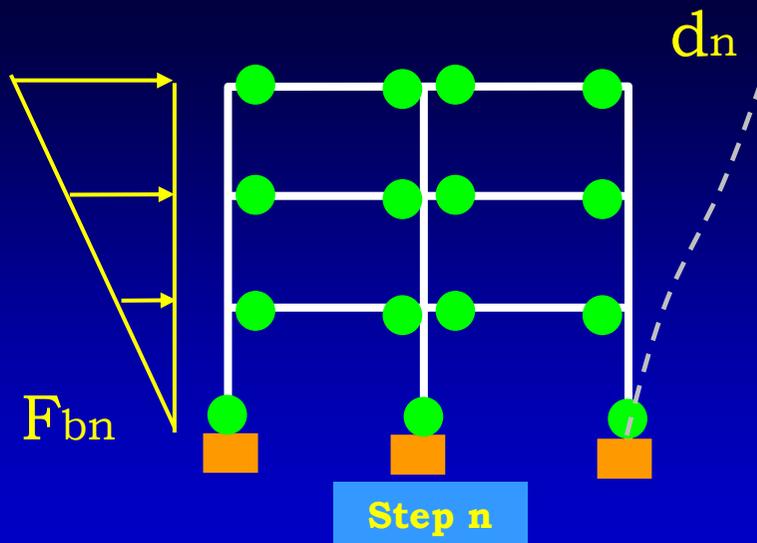
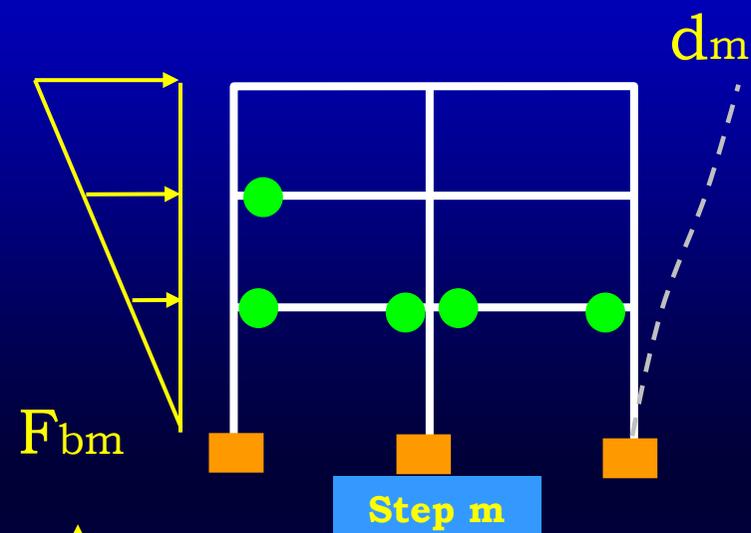
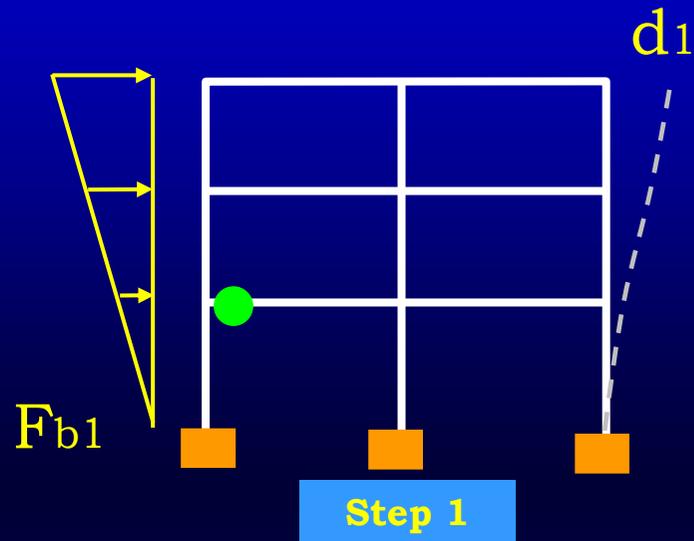


TRAVE C2



TRAVE C2

Analisi Statica non Lineare



Analisi Statica non Lineare

✓ **Esecuzione dell'analisi**

Il metodo si articola nei seguenti passi:

1. Determinazione di un legame forza-spostamento tra la risultante delle forze applicate, Taglio alla base F_b e lo spostamento d_c di un “punto di controllo” usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo impalcato;
2. Determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà equivalente a comportamento bi-lineare;
3. Determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo di spettro di risposta di progetto;
4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

Modelli di capacità

■ **Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale**

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione θ della sezione di estremità rispetto alla congiungente di questa con la sezione di momento nullo (**luce di taglio**).

Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso la luce di taglio.

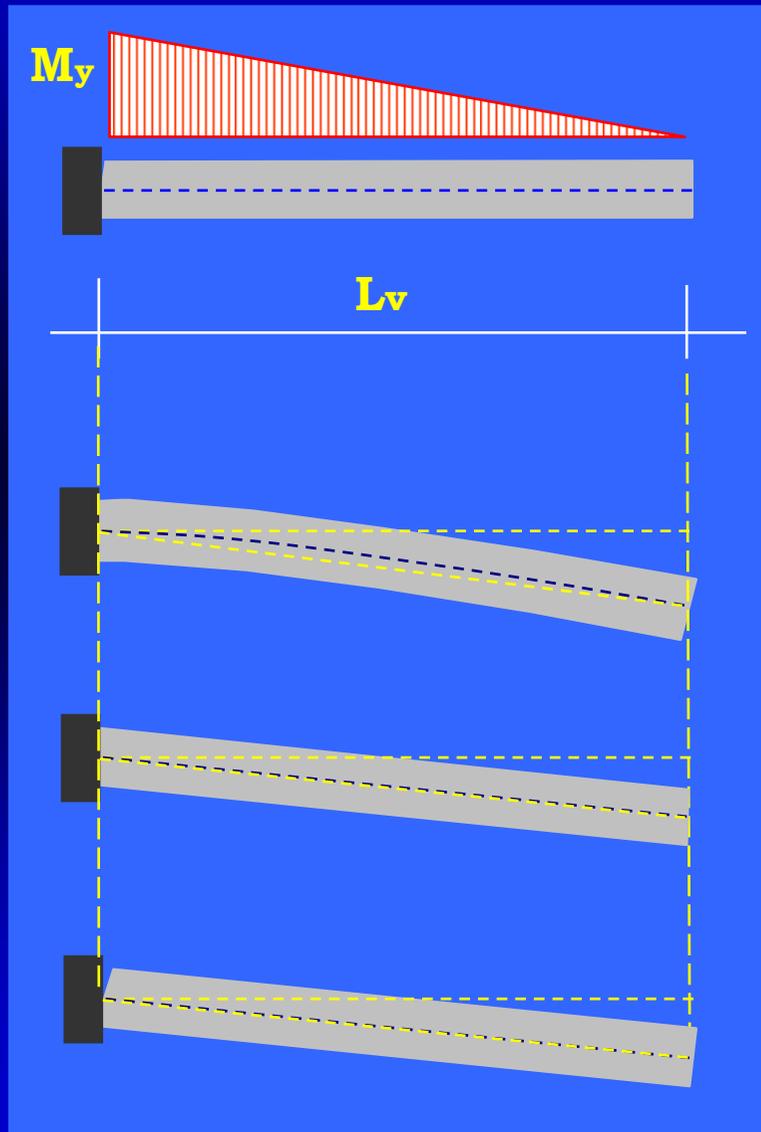
$$L_v = \frac{M}{V}$$



La capacità deformativa così valutata si differenzia in relazione a 3 stati limite considerati:

- **Stato limite di Danno** (SLD)
- **Stato limite di Salvaguardia della Vita** (SLV)
- **Stato limite di Collasso** (SLC)

Modelli di capacità



Rotazione di snervamento

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Contributo
flessionale

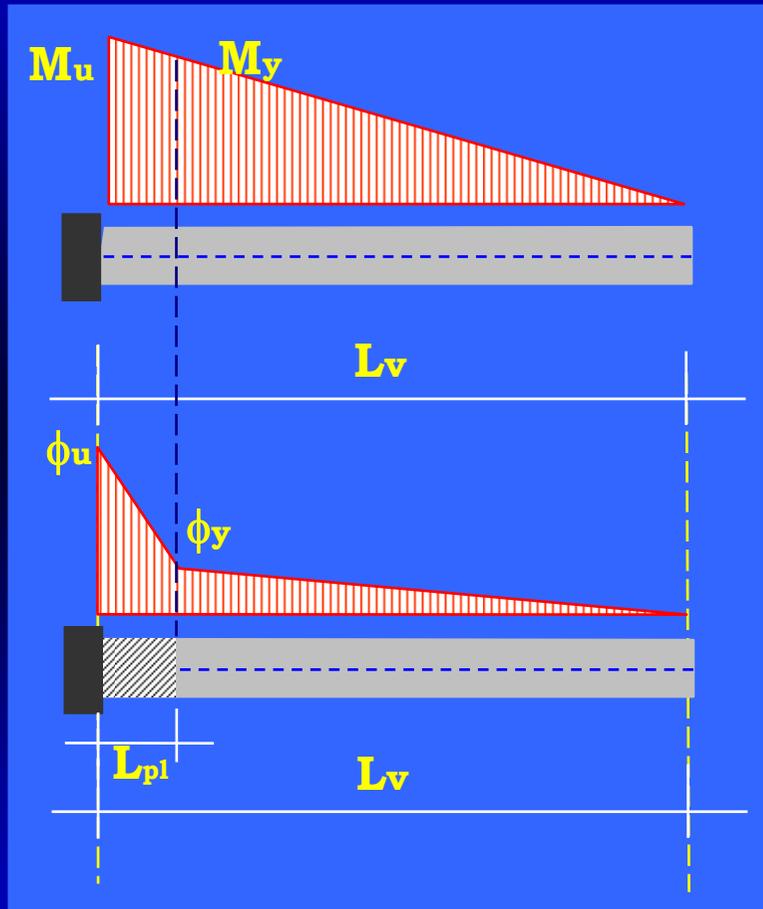
Contributo
tagliante

Scorrimento
delle barre

$$\alpha_{sl} = 0 \quad \alpha_{sl} = 1$$

$\varepsilon_{sy} =$ Deformazione
snervamento

Modelli di capacità



Rotazione ultima

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right)$$

ϕ_y è la curvatura a snervamento valutata considerando la deformazione di snervamento dell'armatura tesa

ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando la deformazione ultima del cls

$$L_{pl} = 0.08L_v + \frac{1}{60} \alpha_{sl} d_b f_y$$

Modelli di capacità

I valori di massima capacità deformativa sono differenti in relazione a i 3 stati limite principali

SLD



$$\theta_{u,DL} = \theta_y$$

SLV



$$\theta_{u,DS} = \theta_y + \frac{3}{4}(\theta_u - \theta_y)$$

SLC



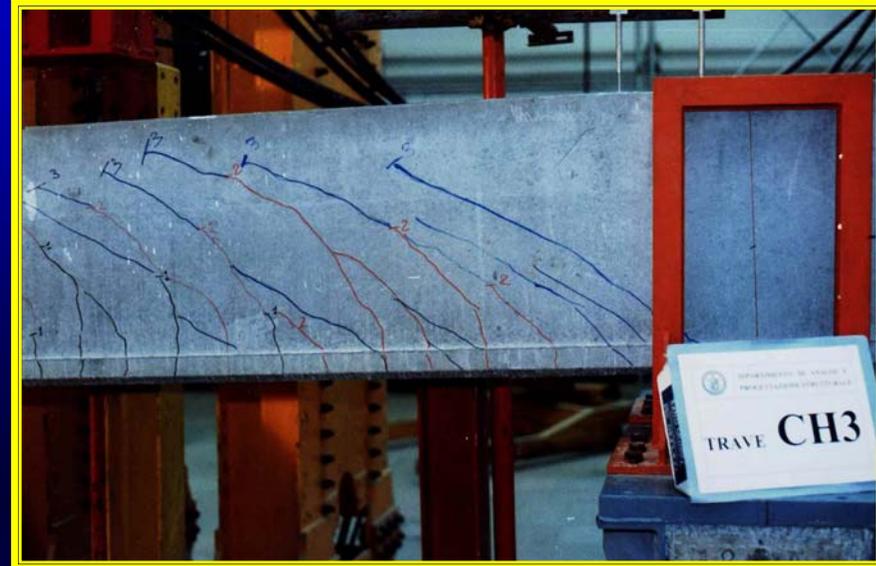
$$\theta_{u,CO} = \theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right)$$

L'operatività è richiesta solo per alcuni casi

Modelli di capacità

Travi e pilastri: taglio

- ✓ La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche



Valutazione della resistenza a taglio

Si basa su due valori della resistenza di calcolo:

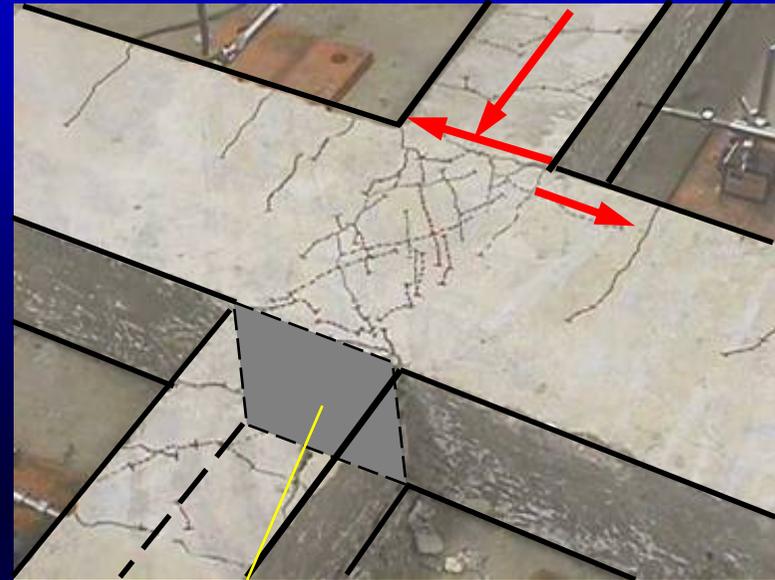
- **V_{Rd}** Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- **V_{Rd}** Resistenza a taglio della trave armata a taglio valutata con il metodo del traliccio variabile

Modelli di capacità

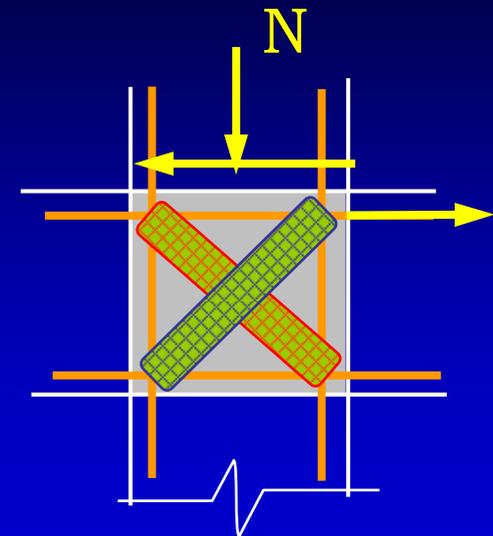
Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza va effettuata solo per i nodo non interamente confinati

La resistenza deve essere verificata sia lungo la diagonale tesa che lungo la diagonale compressa:



A_g



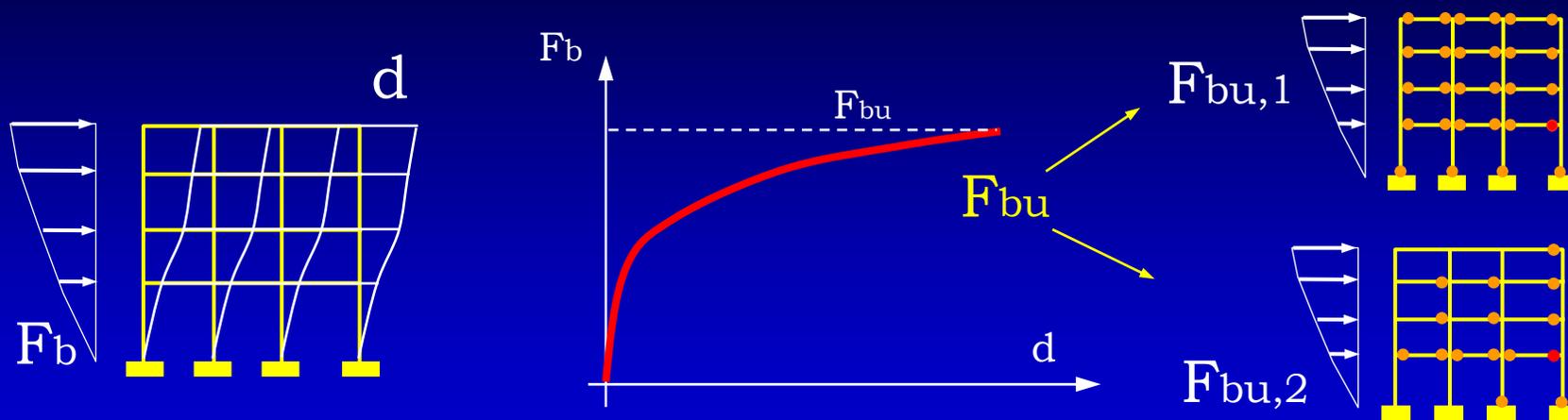
Analisi Statica non Lineare

✓ Esecuzione dell'analisi

Step 1 determinazione legame forza-spostamento

Devono essere applicati all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicati ai baricentri delle masse a ciascun piano:

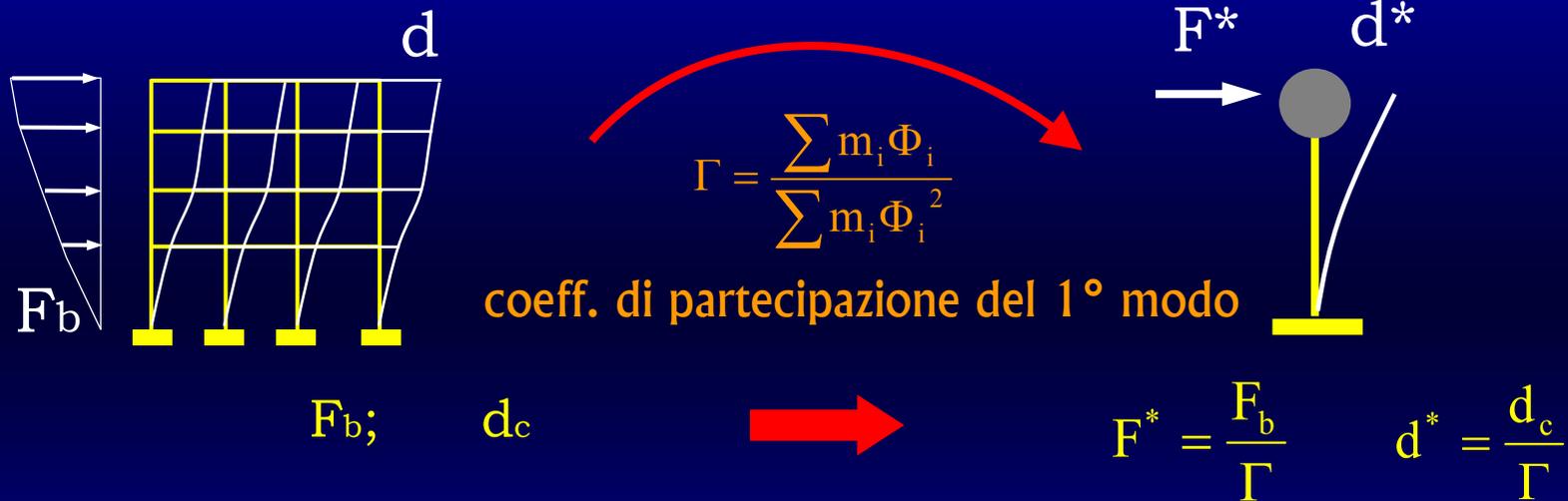
- ✓ Una distribuzione di forze proporzionali alle masse
- ✓ Una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione



Analisi Statica non Lineare

✓ Esecuzione dell'analisi

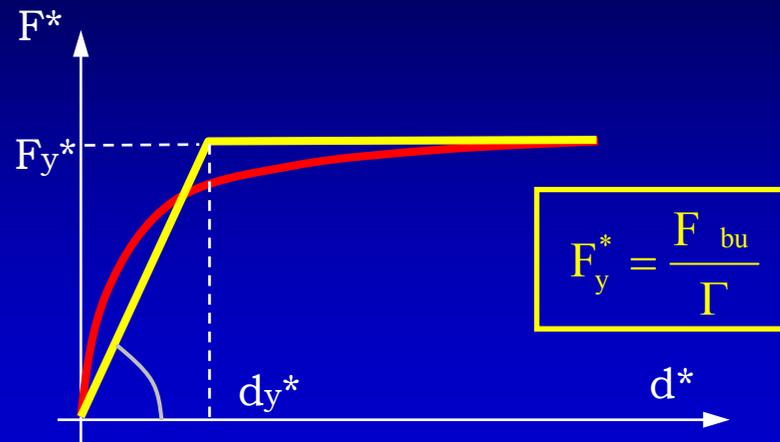
Step 2 Sistema ad un grado di libertà equivalente a comportamento bi-lineare



$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

$$k^* = \frac{F_{y}^*}{d_y^*}$$

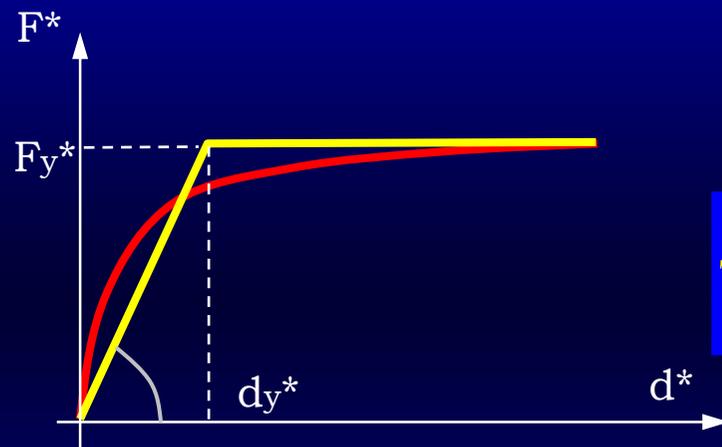
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$



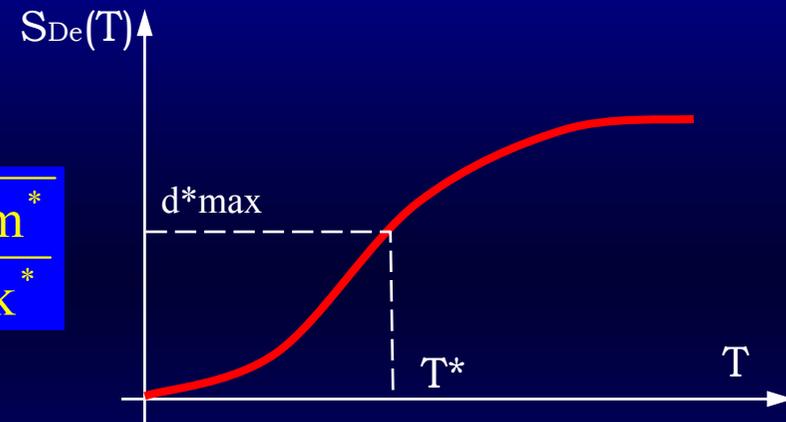
Analisi Statica non Lineare

✓ Esecuzione dell'analisi

Step 3 determinazione risposta in spostamento



$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$



Se $T^* \geq T_c$

$$d^*_{max} = d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$$

Se $T^* < T_c$

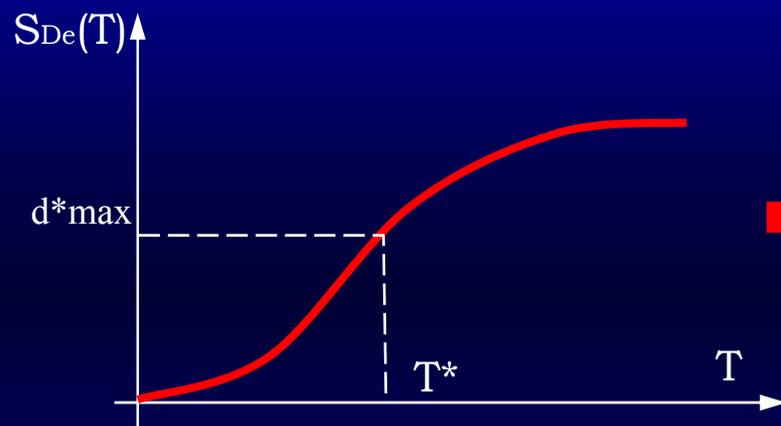
$$d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right]$$

$$q^* = \frac{S_{De}(T^*) m^*}{F_y^*}$$

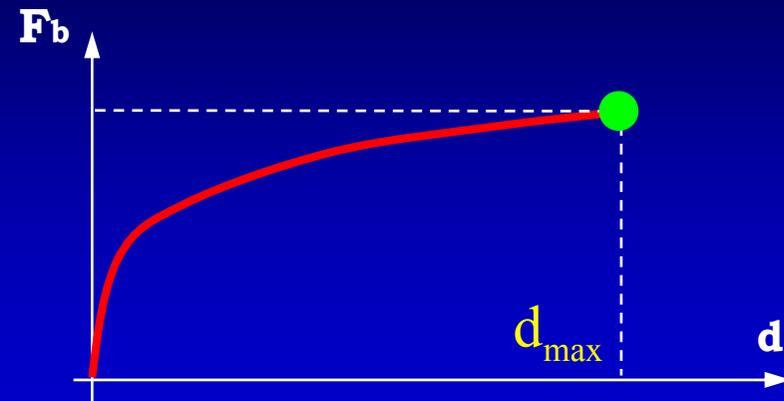
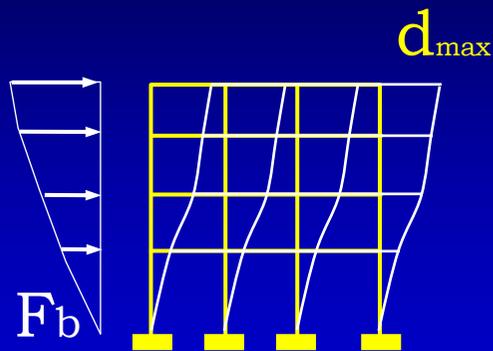
Analisi Statica non Lineare

✓ Esecuzione dell'analisi

Step 4 Conversione della risposta in quella effettiva dell'edificio



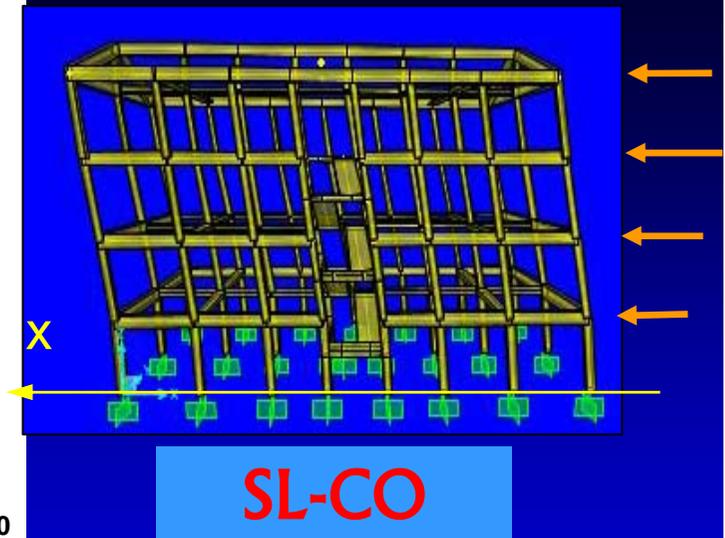
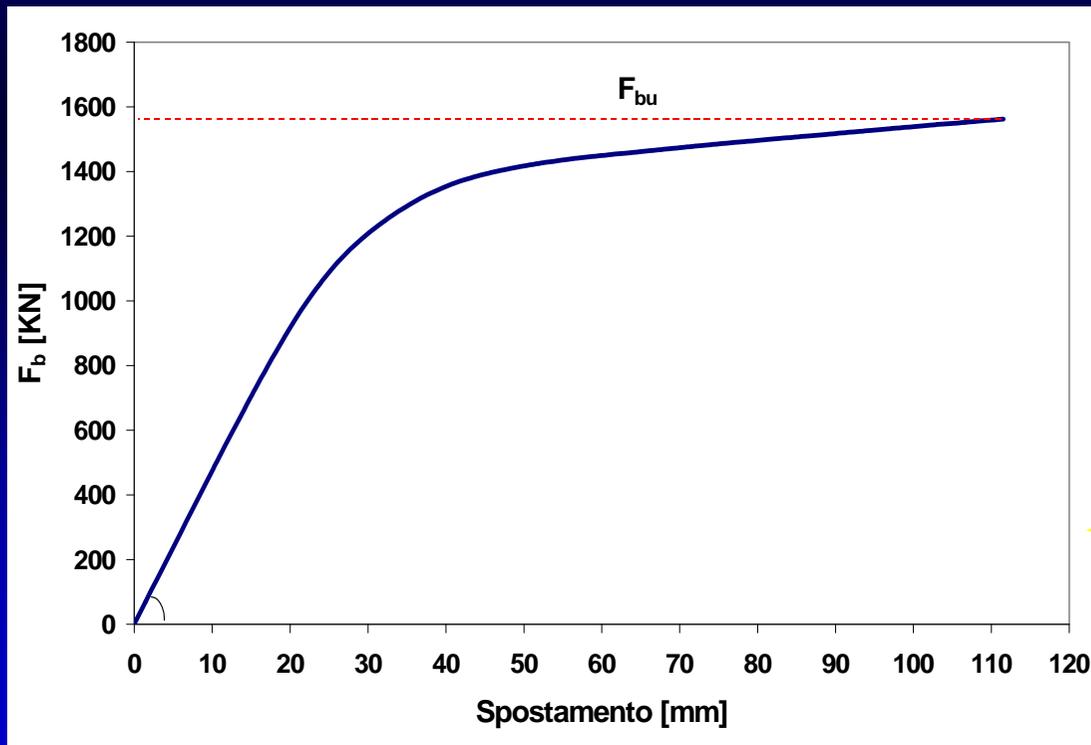
$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$
$$d_{max} = d^*_{max} \cdot \Gamma$$



analisi statica non lineare

Step 1 determinazione legame forza - spostamento

E' stata applicata, lungo la direzione longitudinale x, una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione



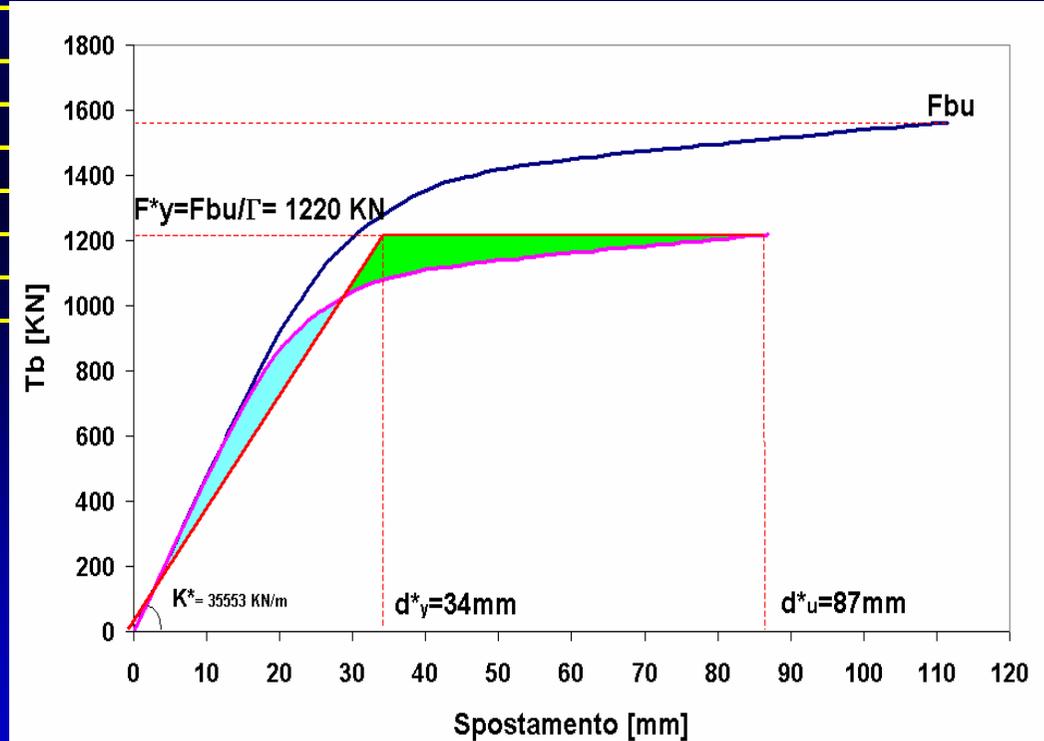
analisi statica non lineare

Step 2 Sistema ad un grado di libertà equivalente a comportamento bi-lineare

E' stata applicata una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

Impalcato	Φ_i	m_i [t]	$\sum m_i \Phi_i$	$\sum m_i \Phi_i^2$
1	0.13	183	23.06	2.91
2	0.43	180	76.60	32.59
3	0.74	179	133.00	98.83
4	1.00	108	108.18	108.35
copertura	1.00	105	105.00	105.00
			445.84	347.68

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = 1.28$$



analisi statica non lineare

Step 3 determinazione della richiesta in spostamento

$$K^* = 35553 \text{ kN/m}$$

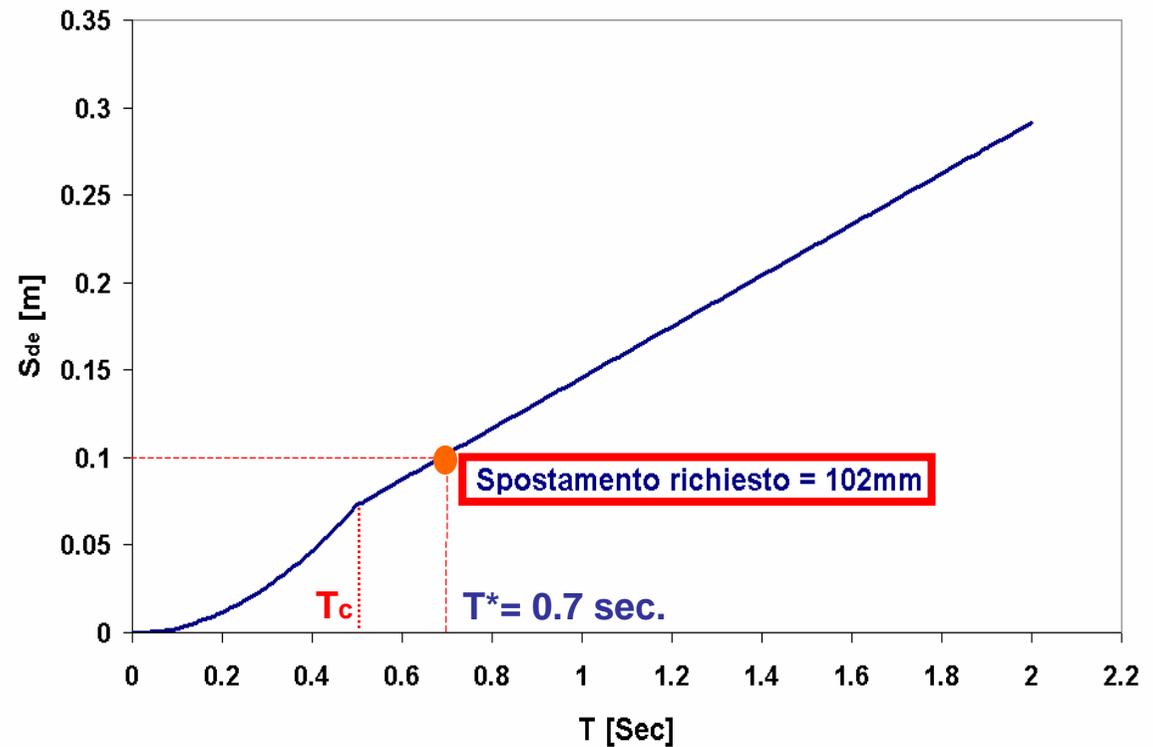
$$m^* = 445.84 \text{ ton.}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 0.70 \text{ sec.}$$

$$T^* \geq T_c = 0.50 \text{ sec.}$$

$$d_{\max}^* = S_{De}(T^*) = 102 \text{ mm}$$

SL-CO



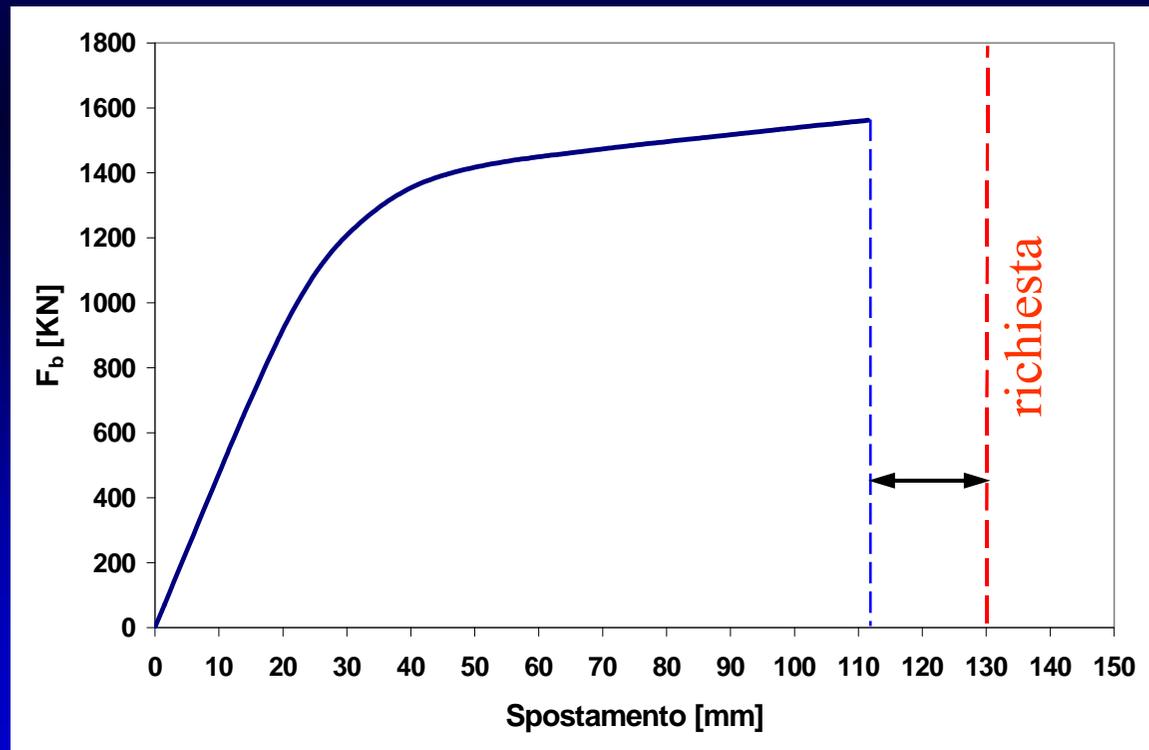
analisi statica non lineare

Step 4 Conversione della richiesta in quella effettiva dell'edificio

$$d_{\max}^* = S_{De}(T^*) = 102 \text{ mm}$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = 1.28$$

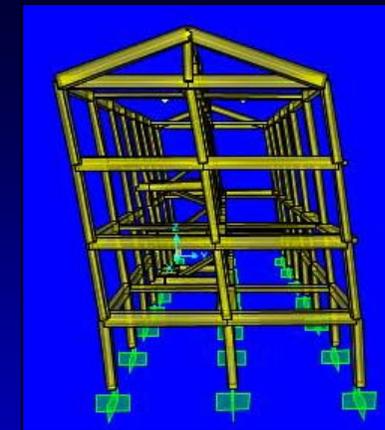
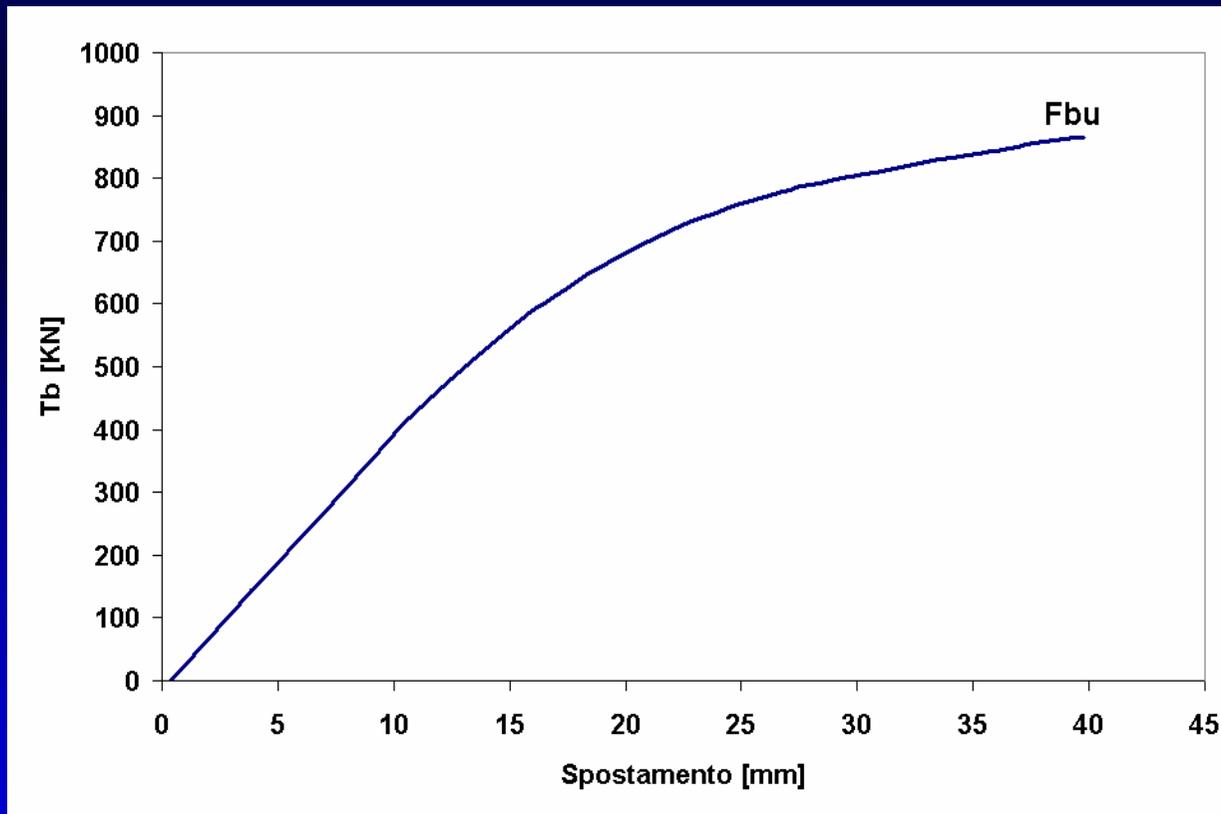
$$d_{\max} = d_{\max}^* \cdot \Gamma = 130 \text{ mm}$$



analisi statica non lineare

Step 1 determinazione legame forza - spostamento

E' stata applicata, lungo la direzione trasversale y, una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione



SL-CO

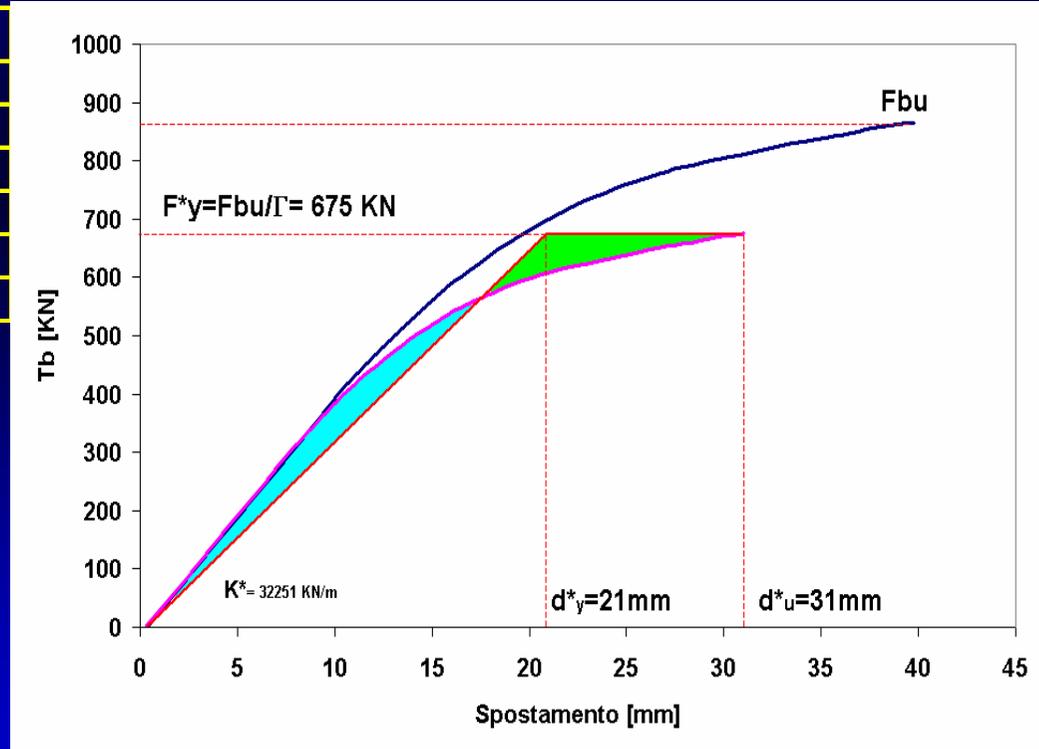
analisi statica non lineare

Step 2 Sistema ad un grado di libertà equivalente a comportamento bi-lineare

E' stata applicata una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

Impalcato	Φ_i	m_i [t]	$\sum m_i \Phi_i$	$\sum m_i \Phi_i^2$
1	0.13	183	23.06	2.91
2	0.43	180	76.60	32.59
3	0.74	179	133.00	98.83
4	1.00	108	108.18	108.35
copertura	1.00	105	105.00	105.00
			445.84	347.68

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = 1.28$$



analisi statica non lineare

Step 3 determinazione della richiesta in spostamento

$$K^* = 32251 \text{ kN/m}$$

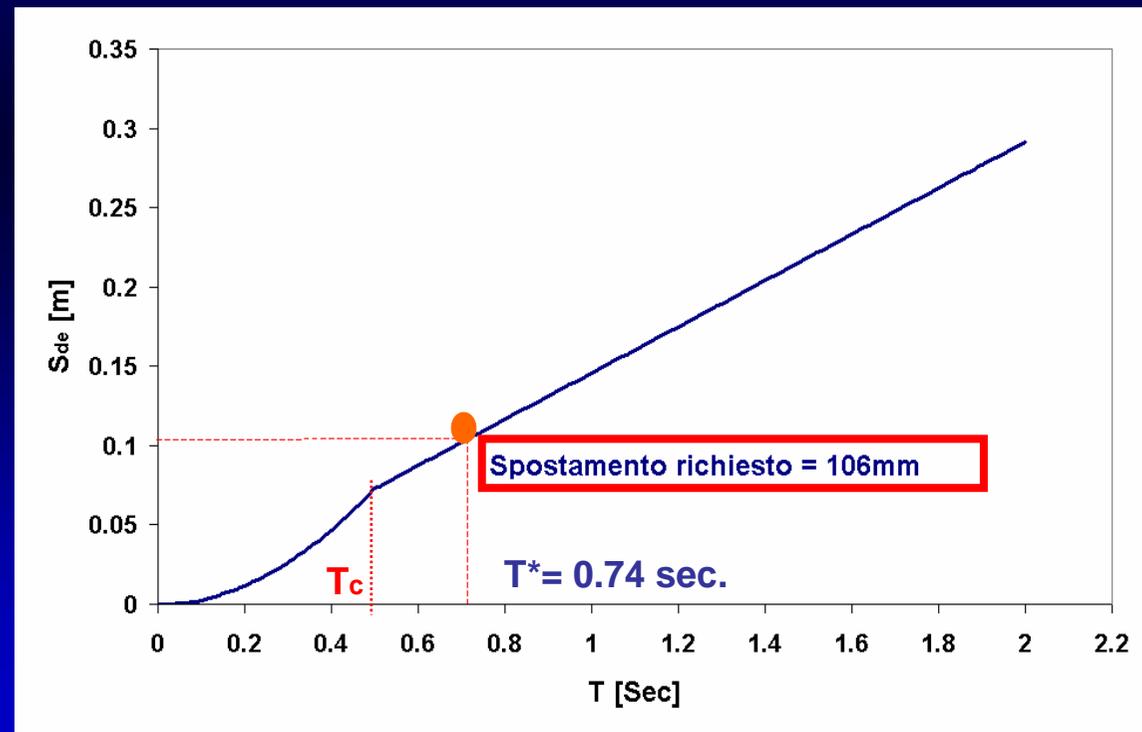
$$m^* = 445.84 \text{ ton.}$$

SL-CO

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 0.74 \text{ sec.}$$

$$T^* \geq T_c = 0.50 \text{ sec.}$$

$$d_{\max}^* = S_{De}(T^*) = 106 \text{ mm}$$



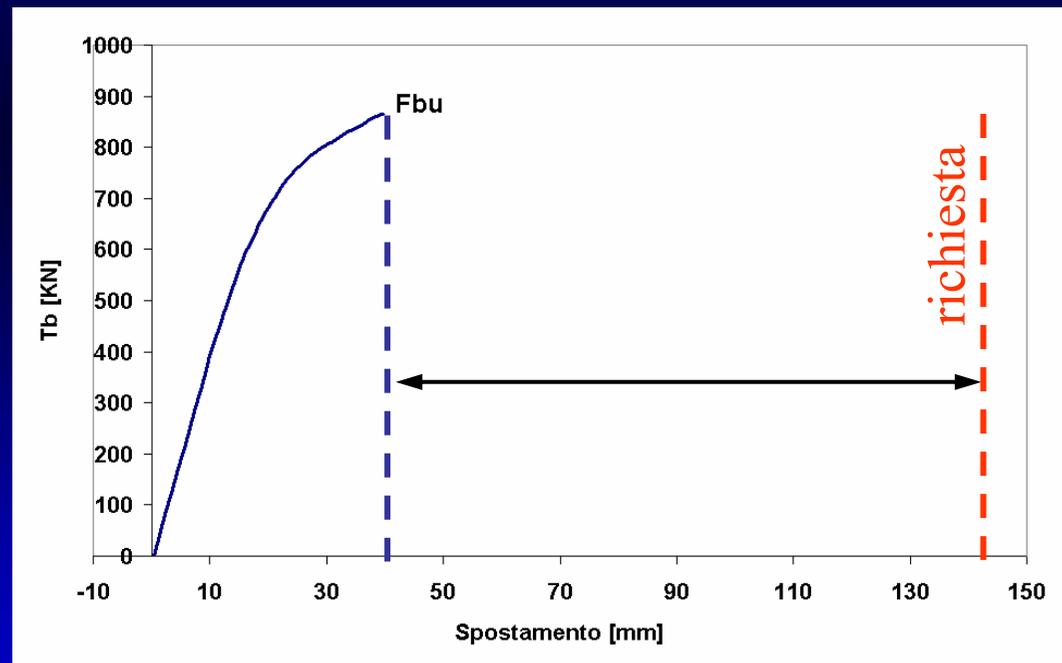
L'edificio di Bonefro: analisi statica non lineare

Step 4 Conversione della richiesta in quella effettiva dell'edificio

$$d_{\max}^* = S_{De}(T^*) = 106 \text{ mm}$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = 1.28$$

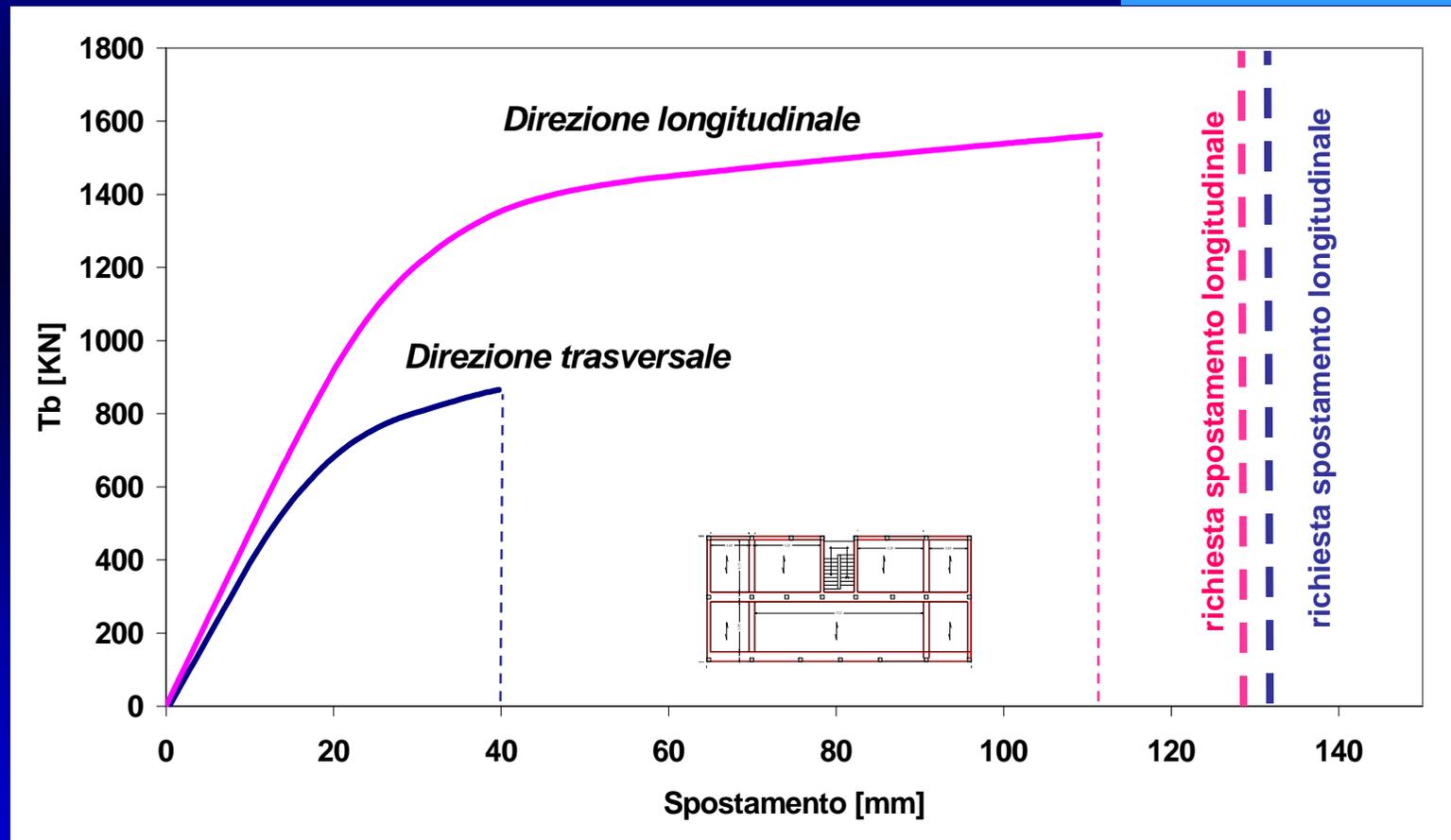
$$d_{\max} = d_{\max}^* \cdot \Gamma = 136 \text{ mm}$$



analisi statica non lineare

Confronto tra le due direzioni

SL-CO



Analisi non-lineare

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi (fragili/duttili) da utilizzarsi ai fini delle verifiche sono quelle derivanti dall'analisi.

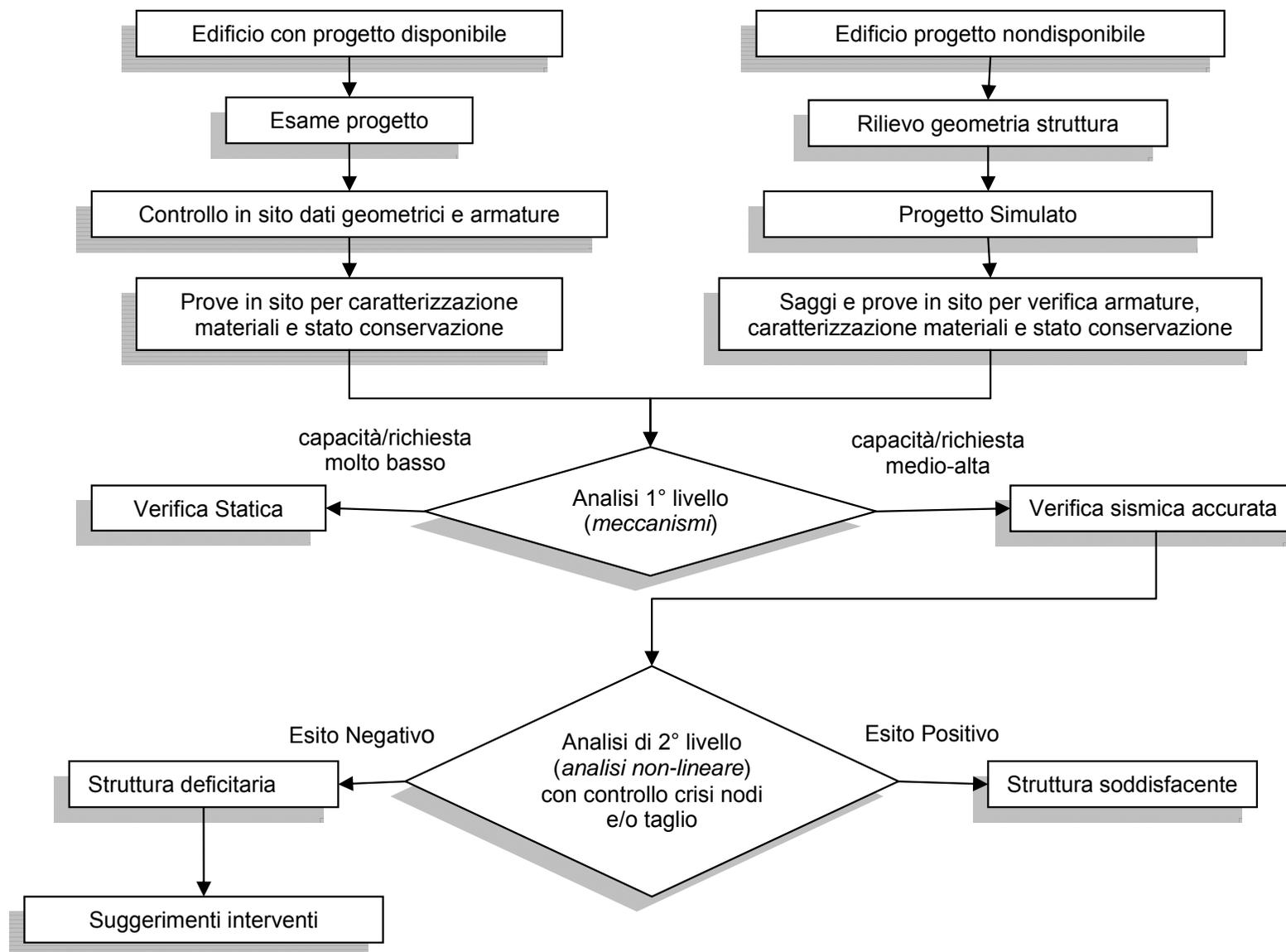
✓ **Elementi duttili**

Gli elementi duttili devono avere una capacità deformativa non inferiore a quella derivante dall'analisi.

✓ **Elementi fragili**

Le resistenze di verifica degli elementi fragili sono le stesse valide per le situazioni non sismiche, salvo i valori dei coefficienti γ_m

procedura di analisi

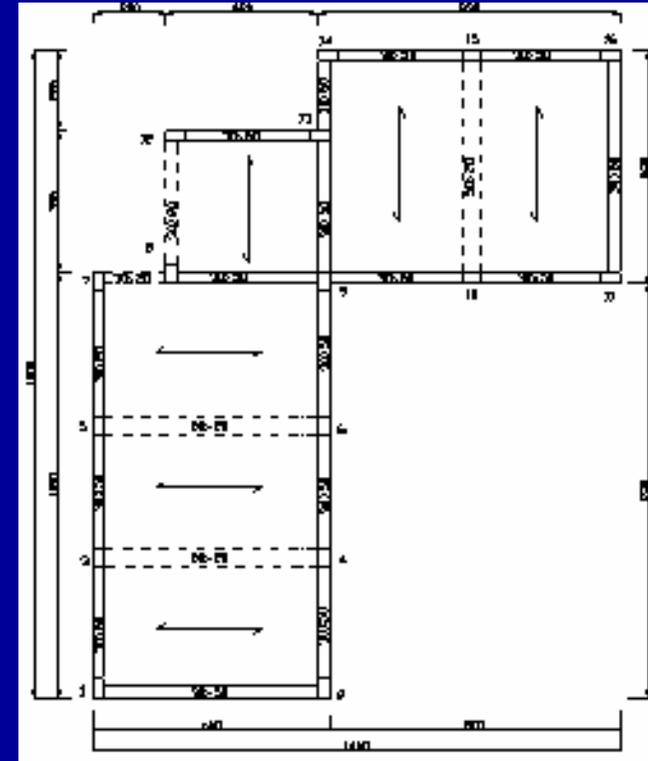
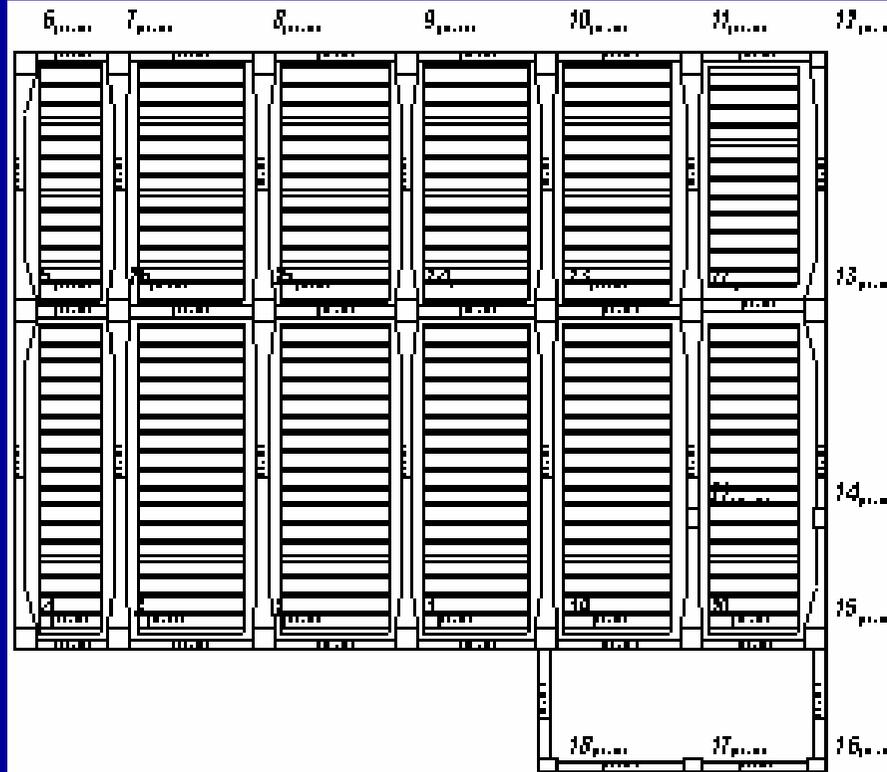


Esempi di applicazione dell'analisi su due casi reali

Edificio A

Carpenterie tipo

Edificio B



Progetto disponibile

- Prove sui materiali
- Saggi a campione per confermare il progetto

Progetto non disponibile

- Progetto in base alle normative dell'epoca
- Prove sui materiali
- Saggi a campione per confermare il progetto svolto

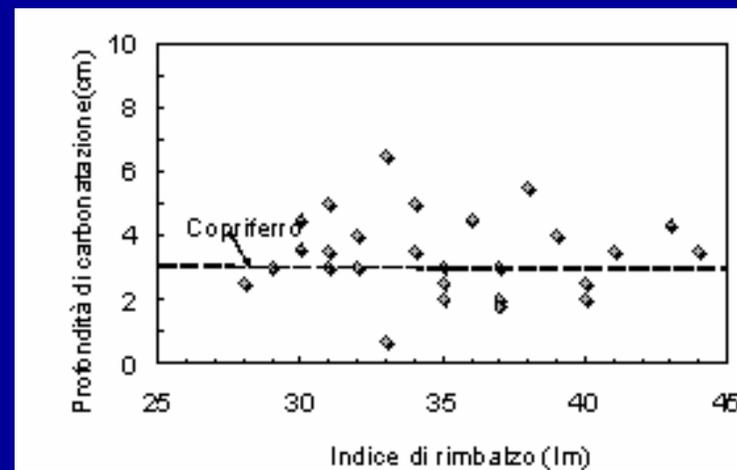
saggi e valutazione del degrado e della resistenza del calcestruzzo caratterizzazione dell'acciaio

quante e quali prove fare ?

staffatura nodi e pilastri tipo



carbonatazione: risultati Edificio A



carote

	Edificio A	Edificio B
	R_{mc}	$R_{mc,3}$
	SONREB	CAROTE
Valore medio (kg/cm ²)	247.56	198.75
Scarto quadratico (kg/cm ²)	63.68	32.76
COV (%)	25.72	16.48
	conoscenza accurata	conoscenza limitata

valutazione dell'azione sismica

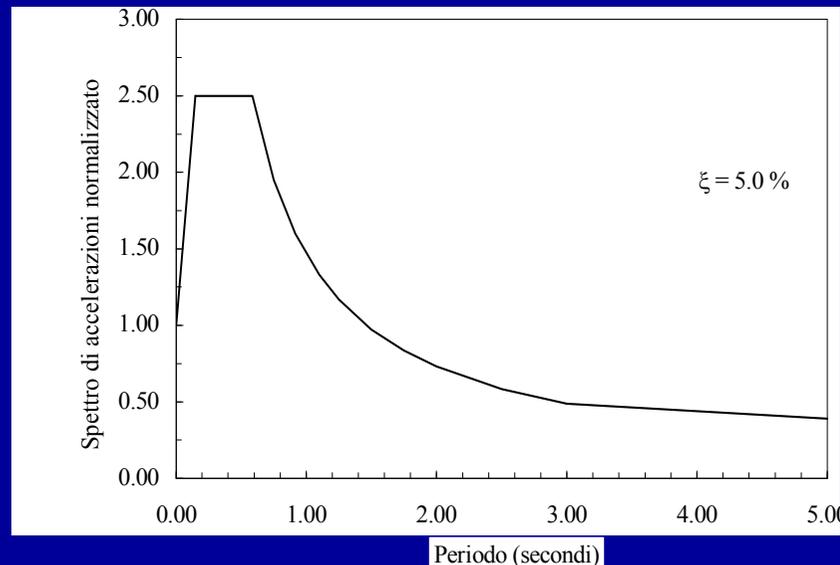
- tipo di suolo C
- coefficiente di importanza $\gamma=1.20$
- evento con periodo di ritorno 475 anni (probabilità di superamento in 50 anni del 10%)
- **Edificio A in zona di prima categoria accelerazione al suolo pari a 0.35g**
- **Edificio B in zona di seconda categoria accelerazione al suolo pari a 0.25g**
- accelerazione effettiva nei comuni indicata dalla mappatura sismica redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) è minore di circa il 20% in entrambi i casi (Edificio A 0.29g e Edificio B 0.21g)
- **accelerazioni amplificate per 1.5 considerando la verifica allo stato limite di collasso** (L'edificio può sostenere danni di grave entità, anche dal punto di vista strutturale, conservando però la capacità di sopportare i carichi verticali)
- valutazione del periodo fondamentale di vibrazione con la relazione normativa semplificata in funzione dell'altezza e della tipologia strutturale
- **periodo è pari a 0.38s (Edificio A) e 0.43s (Edificio B) e quindi l'accelerazione è quella corrispondente al tratto orizzontale dello spettro normativo**

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot I \quad \text{Taglio sismico}$$

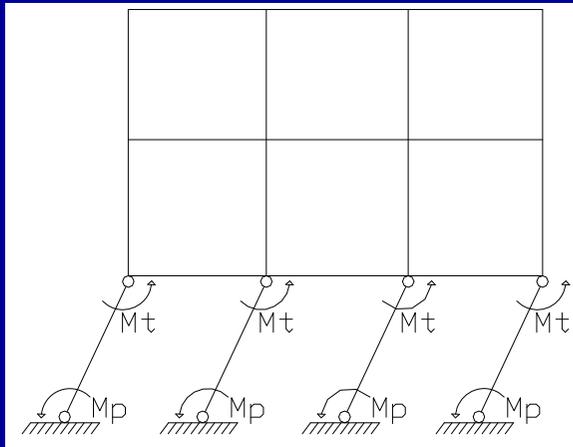
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$q = 4.50 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} k_D k_R \quad \text{fattore di struttura}$$

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1.3 \quad k_D = 0.8 \quad k_R = 0.7$$

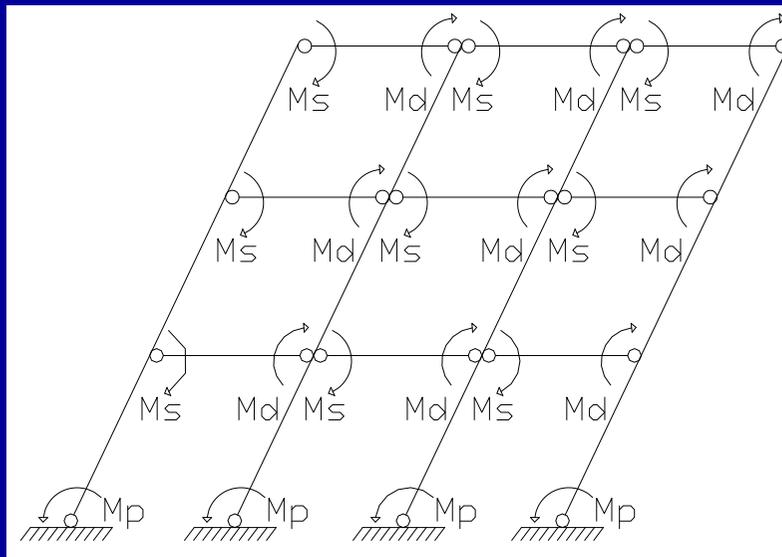


studio del meccanismo



	Meccanismo Locale		Meccanismo Globale	
	Direzione X	Direzione Y	Direzione X	Direzione Y
Edificio A	0.51 (0.61)	0.50 (0.60)	0.42 (0.51)	0.54 (0.64)
Edificio B	0.60 (0.71)	0.67 (0.79)	0.49 (0.58)	0.56 (0.66)

si attivano sempre meccanismi globali



$$T_{b,piano} = \frac{\sum M_{c,i}}{h_1}$$

$$T_{b,globale} = \sum (M_{c,i} + M_{b,j}) \frac{\sum (H_i)}{\sum (H_i)^2}$$

analisi statica non lineare

modello con formazione di cerniere plastiche nelle travi e nei pilastri

Ipotesi alla base della procedura:

→ i nodi non arrivano a rottura

→ verificare la resistenza o prevedere la necessità di interventi



→ gli elementi strutturali non presentano crisi per taglio prima che per flessione

→ verificare la resistenza a taglio o prevedere interventi di rinforzo a taglio

→ i dettagli costruttivi non comportano crisi locali (ancoraggi)

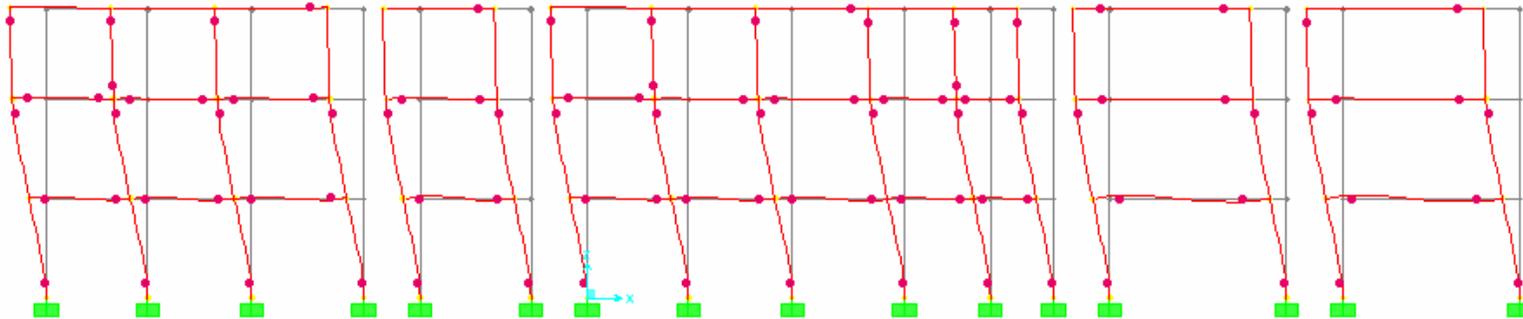
→ gli effetti del comportamento tridimensionale sono trascurabili (altrimenti è necessario procedere ad una push-over con calcolo non lineare spaziale)

si procede alla verifica di tutti gli
STATI LIMITE SISMICI

Stato Limite	Stato Struttura	Acceleler. progetto	Limitazioni	Prob. superam. in 50 anni	Periodo ritorno in anni
Danno	agibile	$a_g / 2.5$	$\delta/h < 0.005$	50%	75
Salvaguardia Vita	conviene demolire	a_g	$\theta < 0.75\theta_u$	10%	475
Collasso	non resiste a replica	$1.5a_g$	$\theta < \theta_u$	2%	975

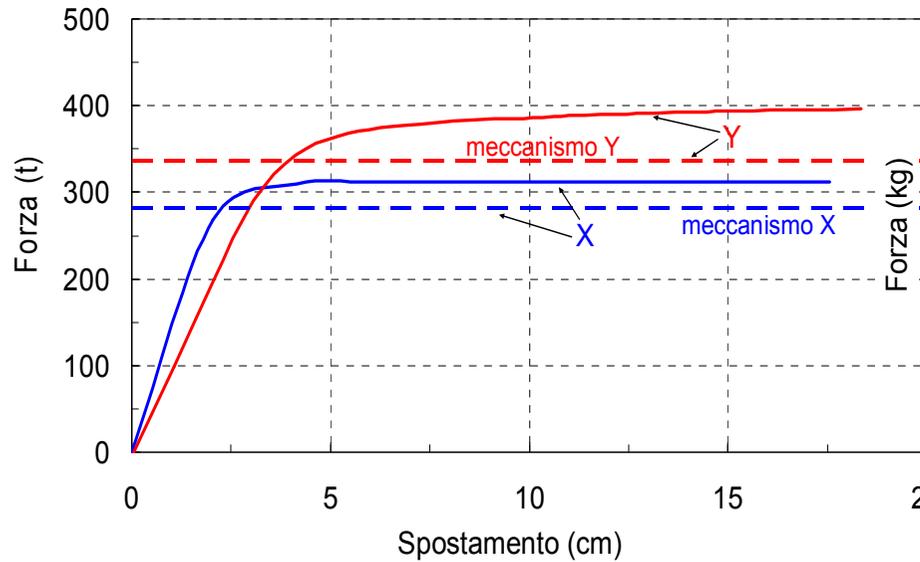
analisi statica non-lineare

Distribuzione cerniere plastiche condizione ultima direzione Y: Edificio B.

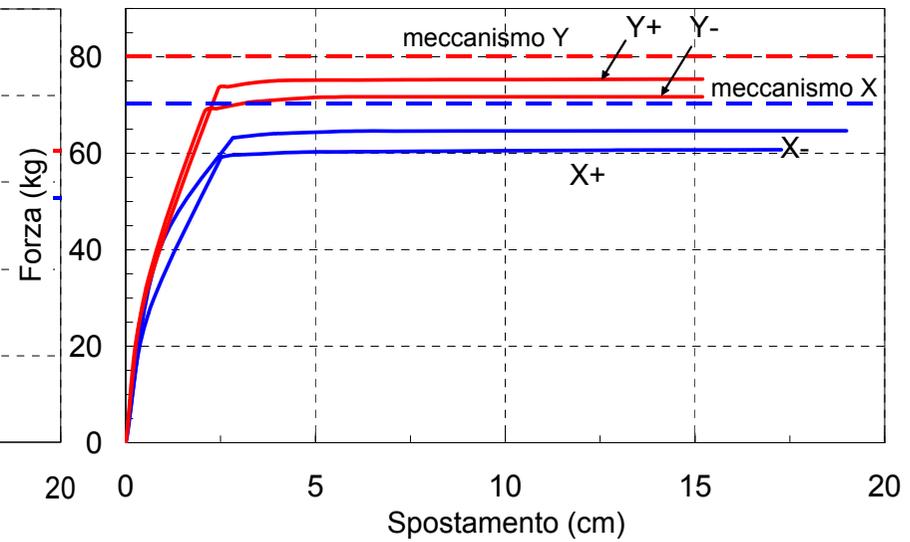


Relazione taglio alla base-spostamento in testa

le curve si fermano quando la prima cerniera raggiunge la capacità rotazionale



Edificio A



Edificio B

duttilità globale della struttura → duttilità locale della struttura



rotazione plastica
disponibile

$$\theta_u = a_{sl} (1 - 0.38 a_{cyc}) \cdot \left(1 + \frac{a_{sl}}{1.7}\right) \cdot (1 - 0.37 a_{wall}) \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c\right]^{0.2} \cdot \left(\frac{L_v}{h}\right)^{0.425} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1.45^{100 \rho_d})$$

formula
corretta

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c\right]^{-0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h}\right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1,25^{100 \rho_d})$$

Parametri fondamentali

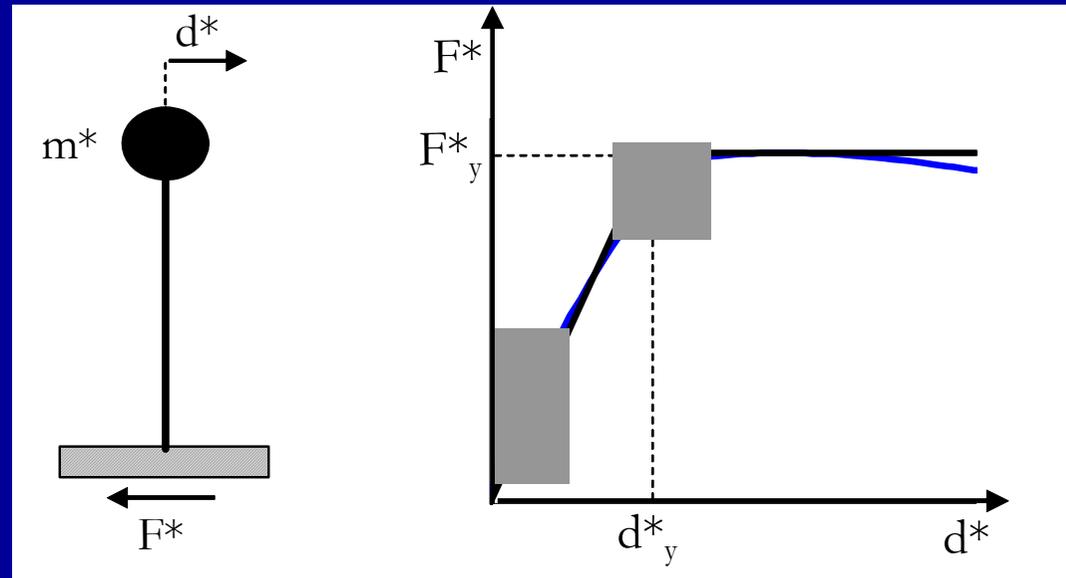
- v = sforzo normale adimensionalizzato
- ω e ω' = percentuale meccanica dell'armatura longitudinale in trazione e compressione
- f_c = f_{cd} = resistenza a compressione del calcestruzzo;
- L_v = M_{sd}/V_{sd} = lunghezza a taglio di travi e colonne;
- h = altezza utile della sezione trasversale
- f_{yw} = f_{yd} = tensione di snervamento dell'acciaio delle staffe;
- ρ_{sx} = percentuale di armatura trasversale
- α = fattore di efficienza del confinamento

Push over

relazione forza F^* - spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà
 F^* e d^* sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$



$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

“coefficiente di partecipazione”

Φ sono i modi di vibrazione

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

periodo del sistema equivalente

$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

condizione di snervamento

$$F_y^* = F_{bu} / \Gamma$$

F_{bu} è la resistenza massima dell'edificio

$$d_y^* = F_y^* / k^*$$

k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall'eguaglianza delle aree

	X ⁺	X ⁻	Y ⁺	Y ⁻
m* [kg s ² /cm]	1121		817	
Γ	1.02		1.27	
F* [kg]	263870		295376	
k* [kg /cm]	131935		59914	
T* [s]	0.58		0.73	
S _{de} [cm]	10.14		12.78	
d* _{max} [cm]	17.22		14.44	
d* _{max} / S _{de}	1.70		1.13	

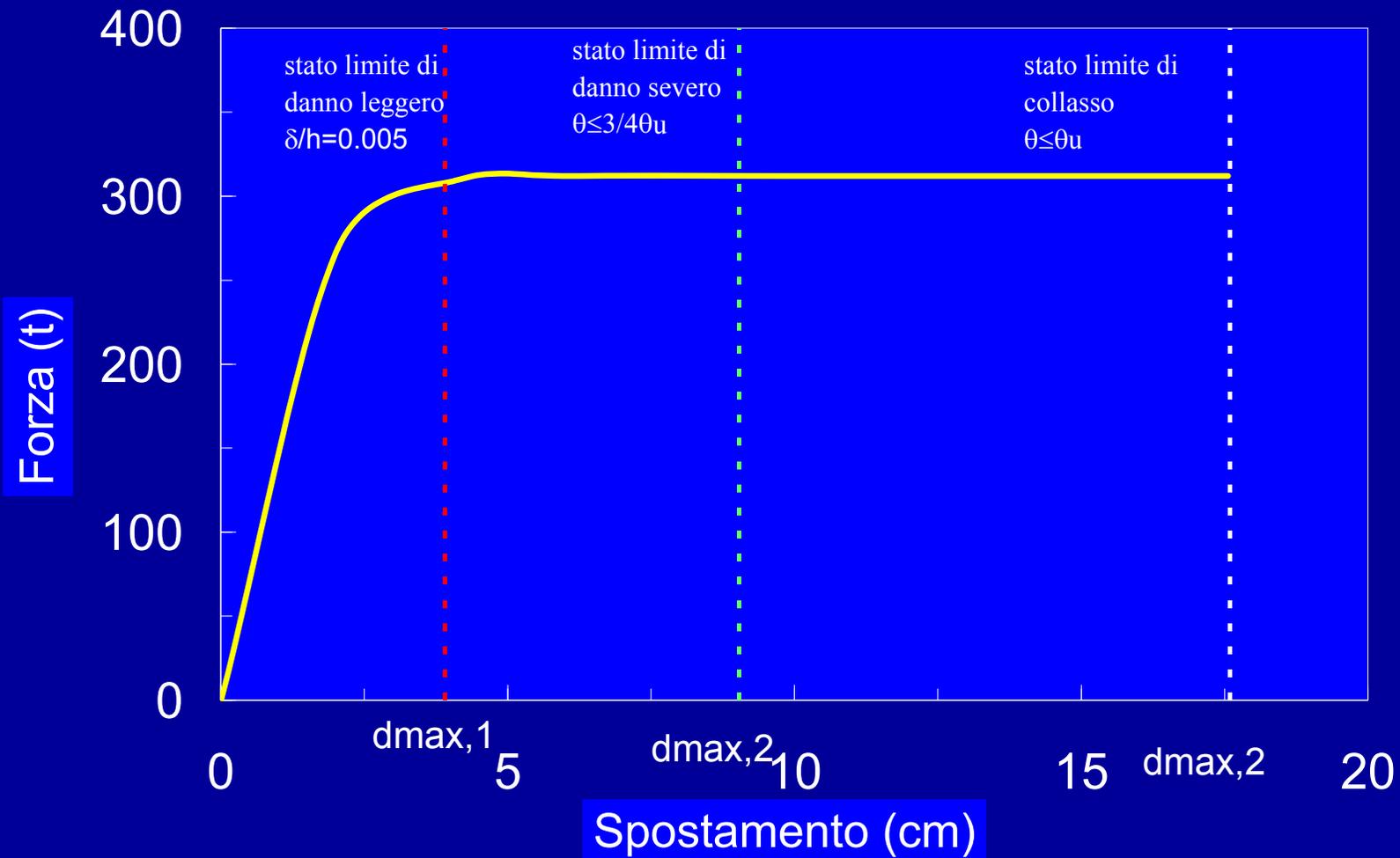
d^*_{max}/S_{de} = rapporto tra spostamento disponibile e richiesto

maggiore di 1



Edificio verificato in condizioni di collasso

	X ⁺	X ⁻	Y ⁺	Y ⁻
m* [kg s ² /cm]	347		352	
Γ	1.25		1.25	
F* [kg]	49634	47878	59822	56038
k* [kg /cm]	32569	30818	45898	42525
T* [s]	0.65	0.67	0.55	0.57
S _{de} [cm]	11.34	11.99	9.62	9.98
d* _{max} [cm]	12.17	15.16	12.16	11.61
d* _{max} / S _{de}	1.07	1.26	1.26	1.16



danno leggero	$d_{max,1}/S_{de}=1.44$
danno severo	$d_{max,2}/S_{de}=1.34$
collasso	$d_{max,3}/S_{de}=1.70$

Oltre ai modelli di calcolo devono essere controllate eventuali irregolarità che potrebbero rendere poco affidabili i modelli teorici

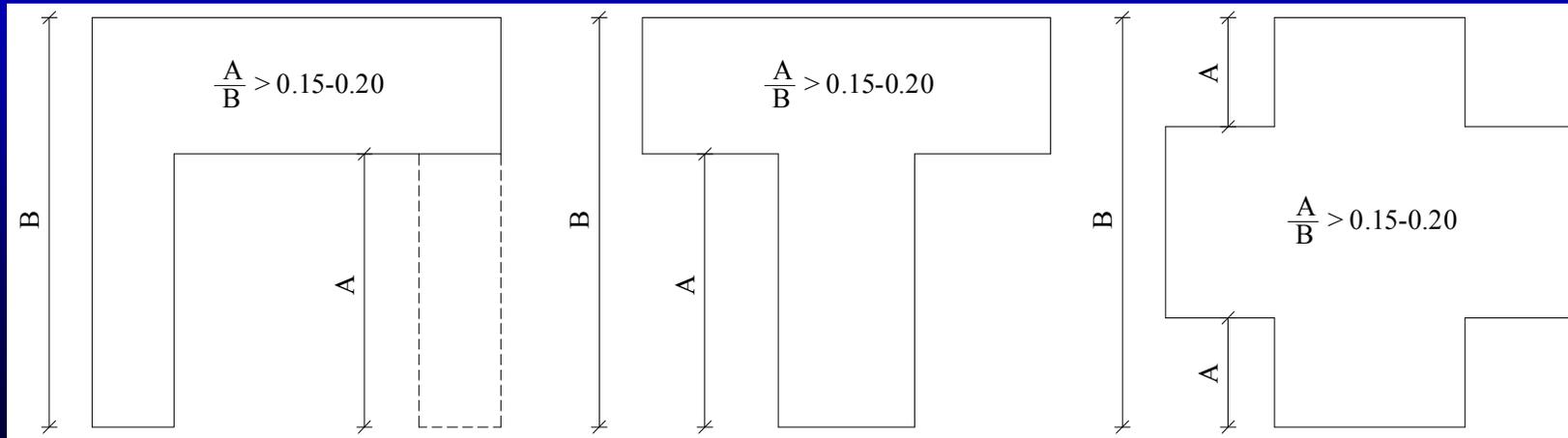
Si ricorda che anche nella progettazione degli edifici nuovi sono presenti indicazioni circa la regolarità

Regolarità in pianta

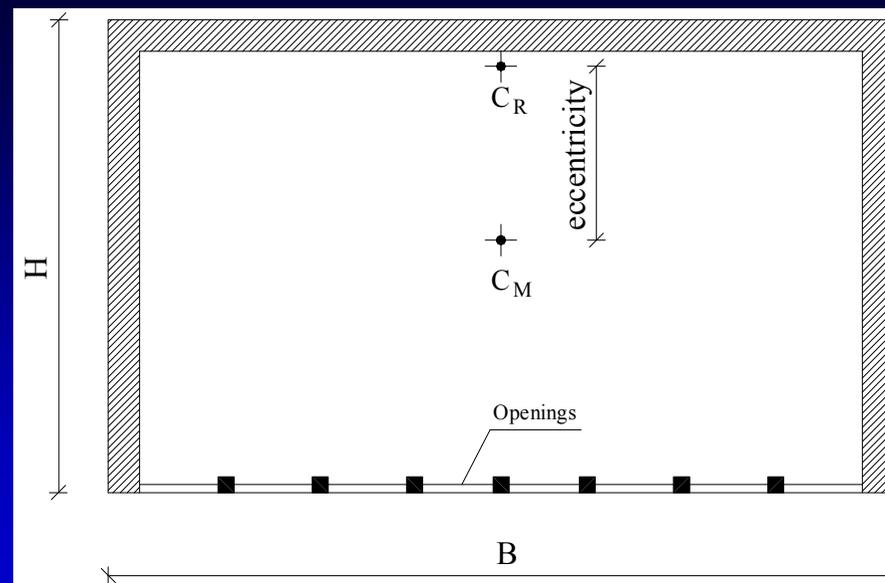
Un edificio è REGOLARE IN PIANTA se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità**
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4**
- c) eventuali rientri o sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza**
- d) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti**

Regolarità in pianta



Limiti per irregolarità in pianta di edifici.



Irregolarità in pianta dovuta alla discontinuità di elementi strutturali sismo-resistenti.

Diaframmi orizzontali

Verificare che siano in grado di trasmettere nel loro piano le forze derivanti dall'analisi dell'edificio amplificate del 30%

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un'appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidità dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di cemento armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto che al di sopra del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; a tal fine non si considerano le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne.

Regolarità in altezza

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Altre irregolarità

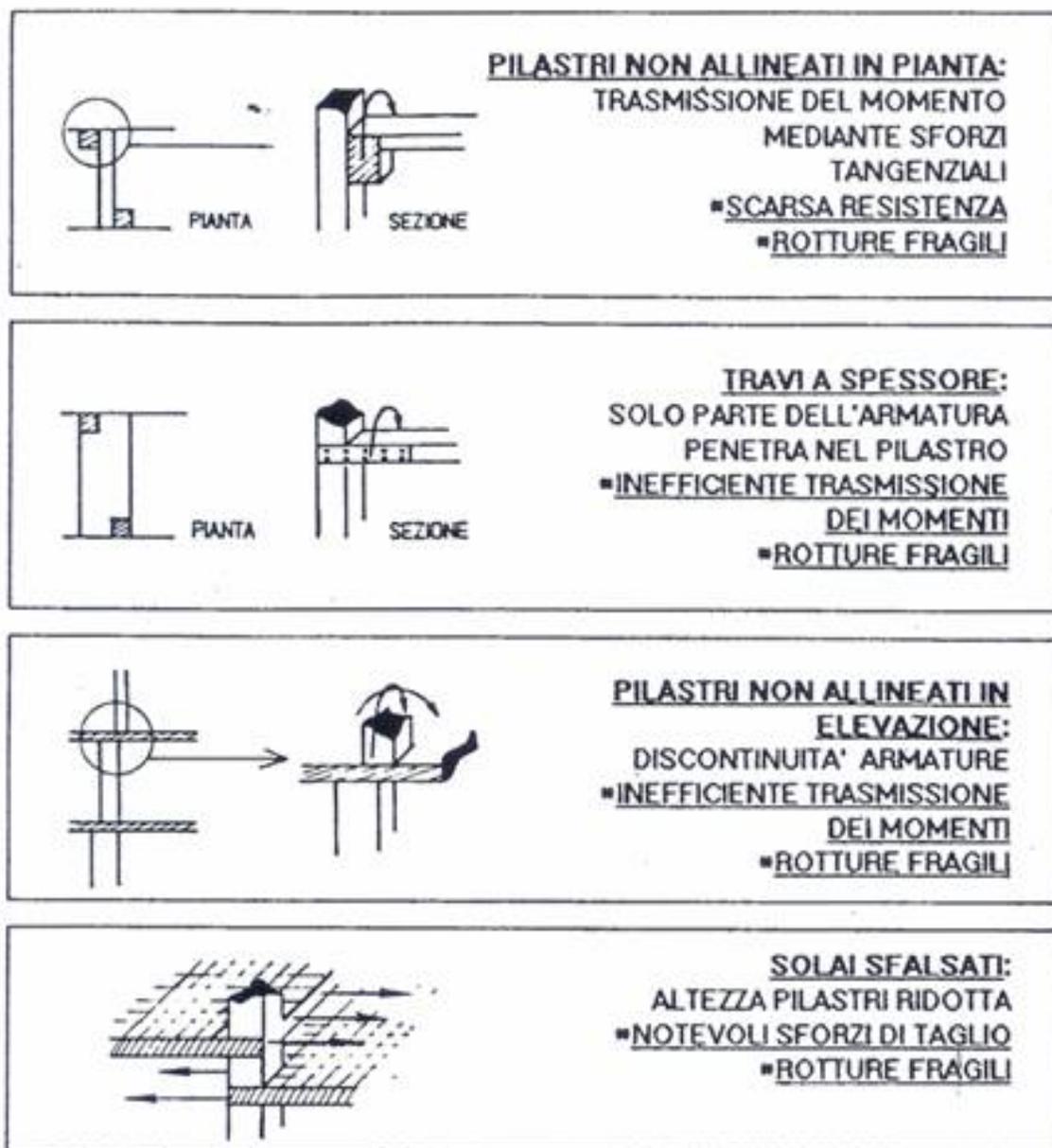
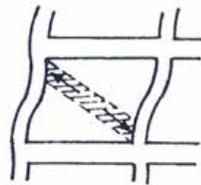
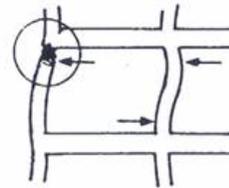


Fig. 10 - Effetti della mancanza di continuità ed allineamento degli elementi strutturali

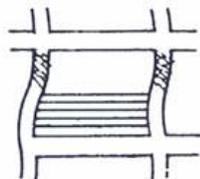
Importante l'effetto delle tamponature



FUNZIONAMENTO A PUNTONE DELLA TAMPONATURA

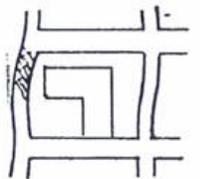


- * FORTE TAGLIO ALLE ESTREMITA' DEI PILASTRI
- * ROTTURA PER SCORRIMENTO SULLA RIPRESA DI GETTO



TAMPONATURA PARZIALE

- * RIDUZIONE DELLA LUNGHEZZA DEI PILASTRI
- * AUMENTO DELLA RIGIDEZZA
- * AUMENTO DELLE FORZE ASSORBITE
- * ROTTURA FRAGILE A TAGLIO



CONTATTO NON UNIFORME TAMPONATURA-PILASTRO

- * RIDUZIONE DELLA LUNGHEZZA DEI PILASTRI
- * AUMENTO DELLA RIGIDEZZA
- * AUMENTO DELLE FORZE ASSORBITE
- * ROTTURA FRAGILE A TAGLIO
- * PLASTICIZZAZIONI IN ZONE NON PREVISTE

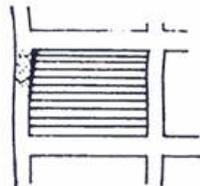


Fig. 12 - Effetti negativi dell'interazione telai - tamponature

Meccanismo di Piano soffice



Tipici meccanismi da piano soffice di telai in c.a.

Kobe, Giappone (1995)

Irregolarità in altezza: piano soffice

fino al danneggiamento delle tamponature, l'energia in ingresso viene dissipata solo dalle colonne del piano soffice, che quasi immediatamente si rompono alle estremità.



Pettino (AQ)

Foto di Bursi, Dusatti, Pucinotti

PRIMA



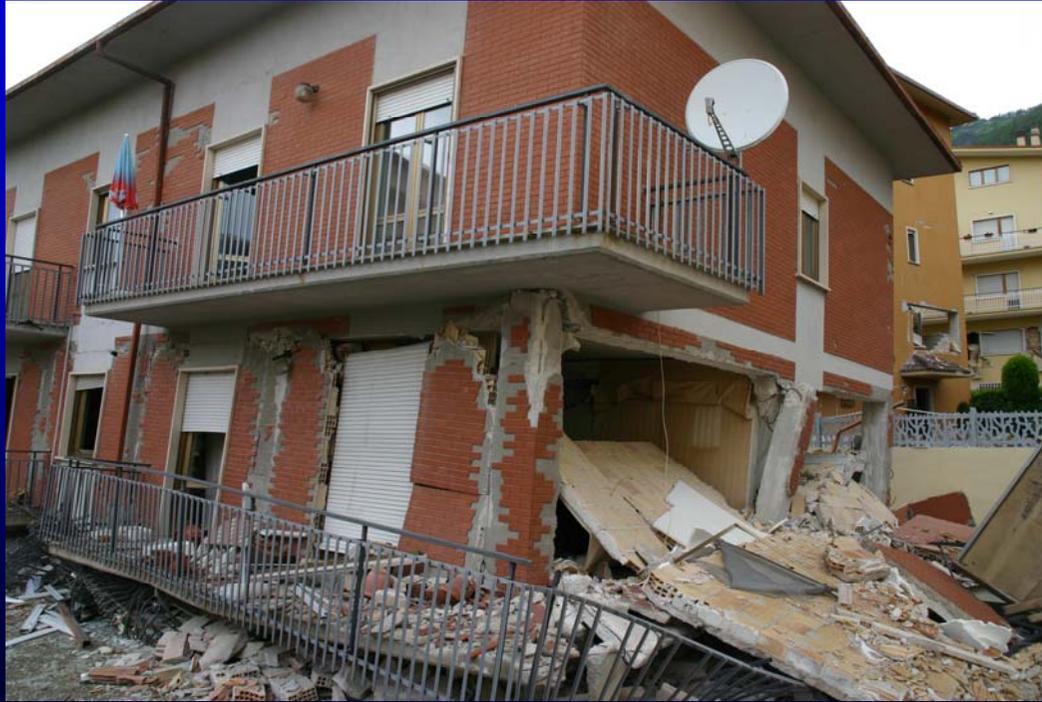
DOPO



Pettino (AQ)

Foto di Bursi, Dusatti, Pucinotti





Il piano porticato non ha funzionato neanche per gli ospiti dell'Hotel Duca degli Abruzzi dell'Aquila.



PRIMA



DOPO



Non ha funzionato neanche per l'Hotel Duca degli Abruzzi

piano soffice intermedio



Il meccanismo di piano

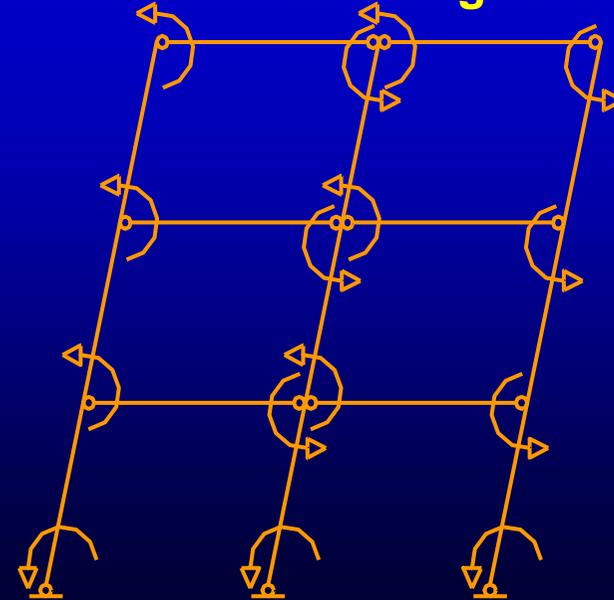


presenta un numero limitato di zone plasticizzate e un minore rapporto α_u/α_1 (sovrarresistenza)

Le cerniere dei pilastri hanno generalmente una minore capacità di rotazione per la presenza di sforzo normale

che può essere incrementata mediante confinamento (staffatura)

Il meccanismo globale



presenta un numero elevato di zone plasticizzate e un elevato rapporto α_u/α_1 (sovrarresistenza)

Le cerniere delle travi hanno generalmente una elevata capacità di rotazione soprattutto se sono snelle (elevato rapporto Momento/taglio) e con sezioni a debole armatura

Terremoto di Kobe - 1995



Indicazioni del DM per evitare il meccanismo di piano

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare”, né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

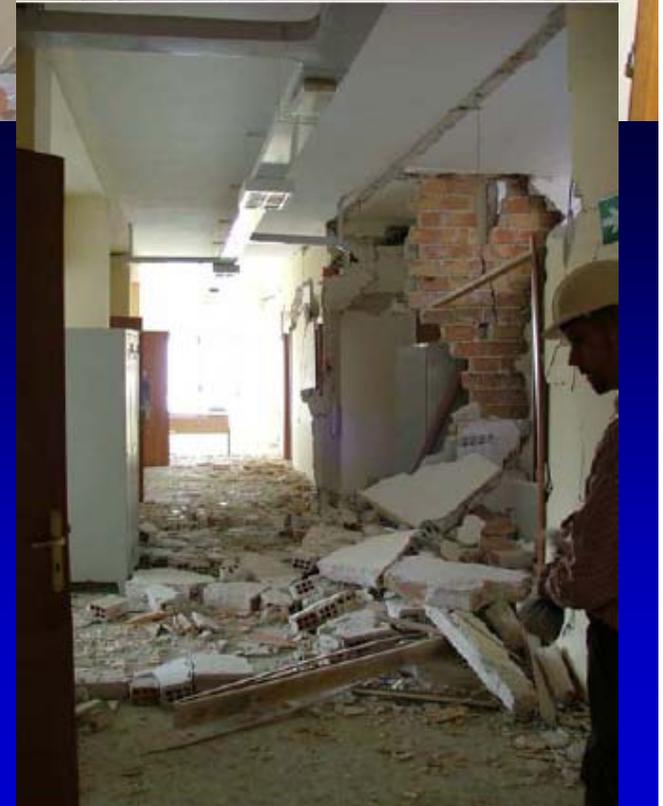
Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

Sono stati numerosi i crolli di tompagni e tramezzi a L'Aquila





Walter Salvatore, Silvia Caprili, Valerio Barberi

indicazioni del DM 2008

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell'intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

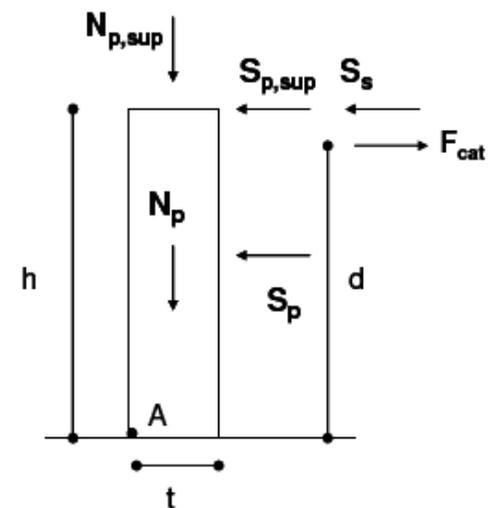
T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS .



Frequenti i danni alle controsoffittature e agli impianti



- zona critica nel nodo trave-colonna
- Sistema colonna debole-trave forte
- Zona critica nella colonna



Turchia, Agosto 1999





Walter Salvatore, Silvia Caprili, Valerio Barberi

L'Aquila

DM 2008

pilastro debole – trave forte



pilastro forte – trave debole

La rottura a taglio non consente lo sviluppo della duttilità flessionale



Irregolarità locali nei pilastri



crisi per taglio poco duttile

Colonne tozze



*1999 Kocaeli,
Turkey*

Nodi non confinati



Nodi non confinati



Tipico collasso di nodi esterni senza staffatura di telai in c.a.

Kocaeli, Turchia (1999)

Rottura dei nodi e instabilità della barre



L'Aquila

attenzione anche ai nodi interni



Kocaeli, Turchia (1999)

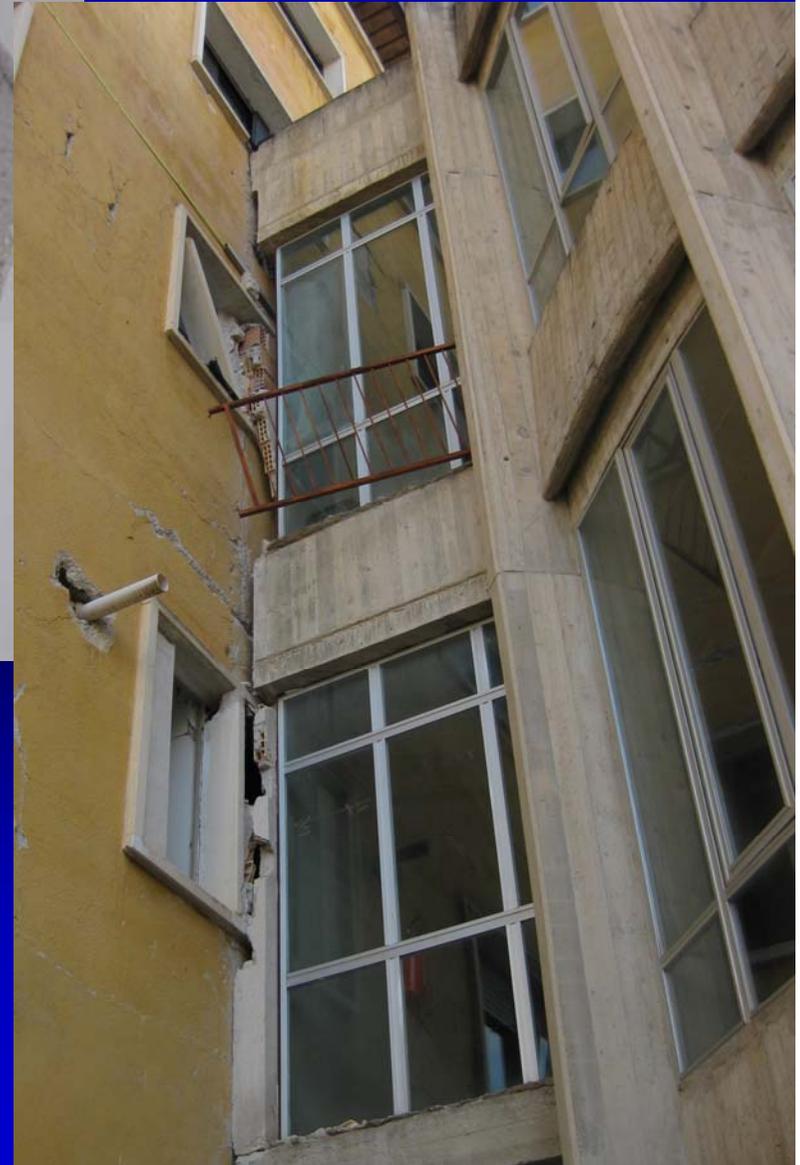
Importanza della distanza tra gli edifici
Effetti di martellamento



1999 Kocaeli, Turkey

Importanza dei giunti

Walter Salvatore, Silvia Caprili, Valerio Barberi



martellamento

I Criteri di scelta dell'intervento (c.a.)

- ✓ La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo conto degli aspetti seguenti:
- ✓ Nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o di rigidezza) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;
- ✓ Una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi
- ✓ Sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale
- ✓ È necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura

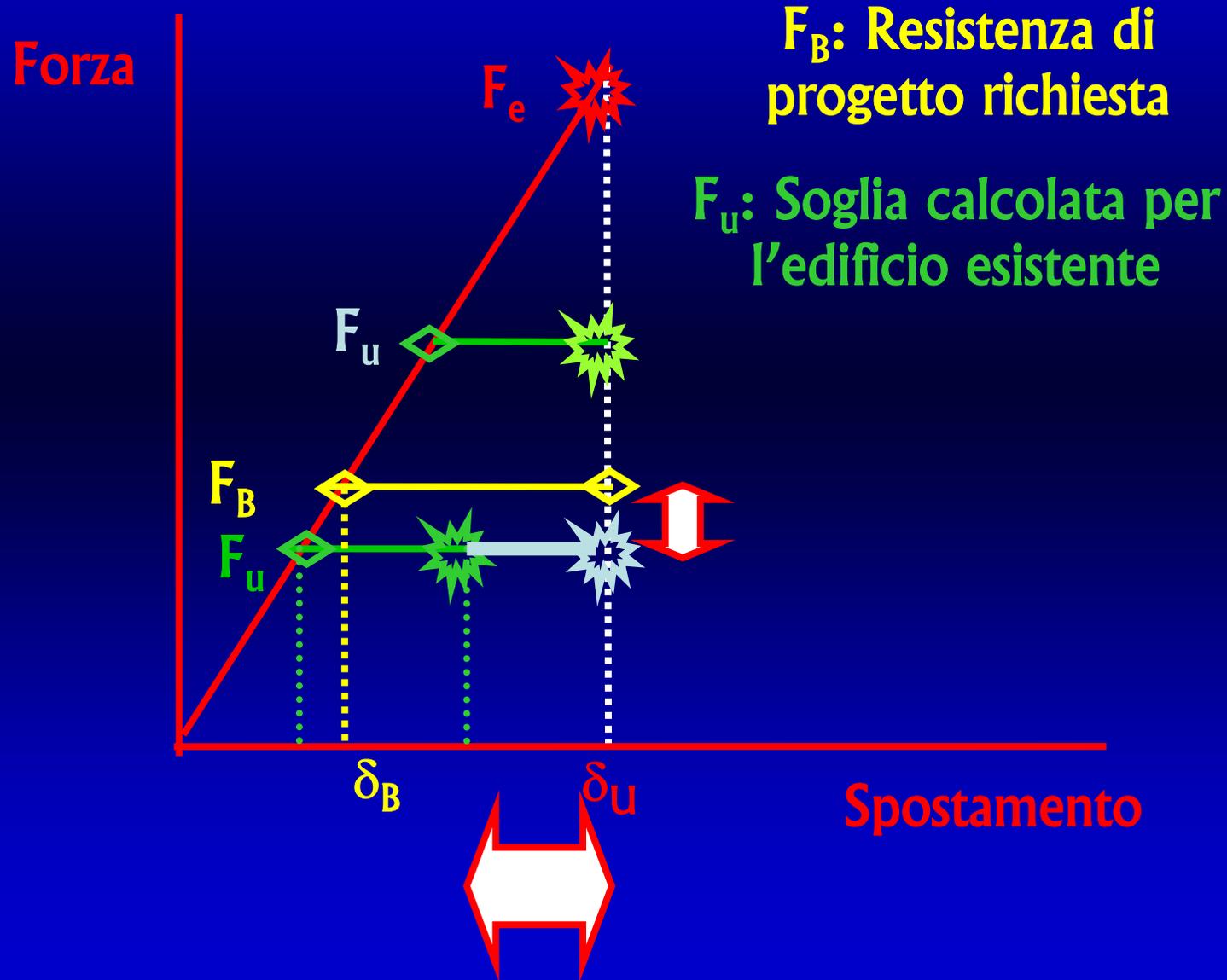
I Criteri di scelta dell'intervento (c.a.)

- ✓ L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:
- ✓ Rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi
- ✓ Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti in c.a.
- ✓ Modifica dell'organismo strutturale: saldatura tra corpi di fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli" ...
- ✓ Introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto

I Criteri di scelta dell'intervento (c.a.)

- ✓ Eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio
- ✓ Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controventamento dissipative e/o isolamento alla base
- ✓ Riduzione delle masse
- ✓ Limitazione a cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio
- ✓ Demolizione parziale o totale

Valutazione dell'esistente ed adeguamento



Fasi del progetto di intervento

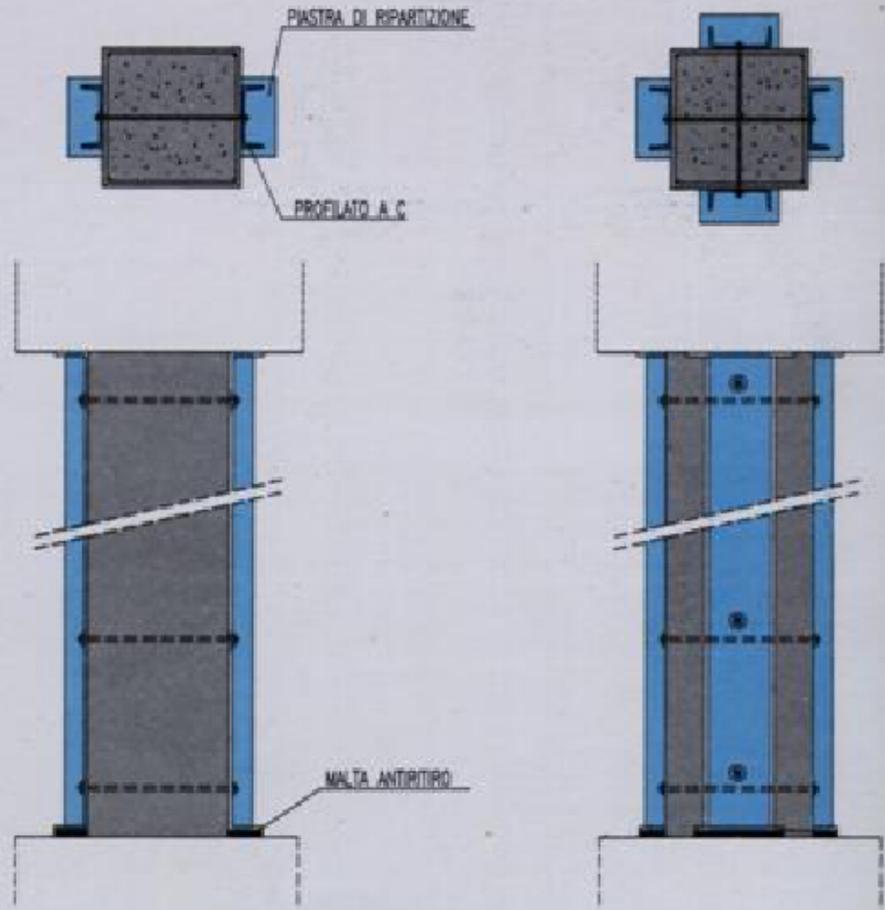
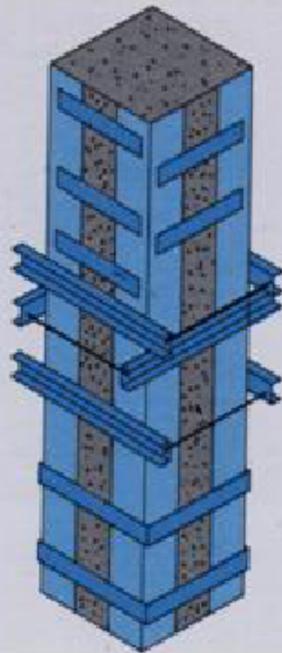
- scelta motivata del tipo di intervento collegata alle carenze dell'edificio
- scelta delle tecniche e dei materiali
- dimensionamento preliminare dei rinforzi o degli eventuali elementi aggiuntivi
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento
- discussione delle modalità di verifica

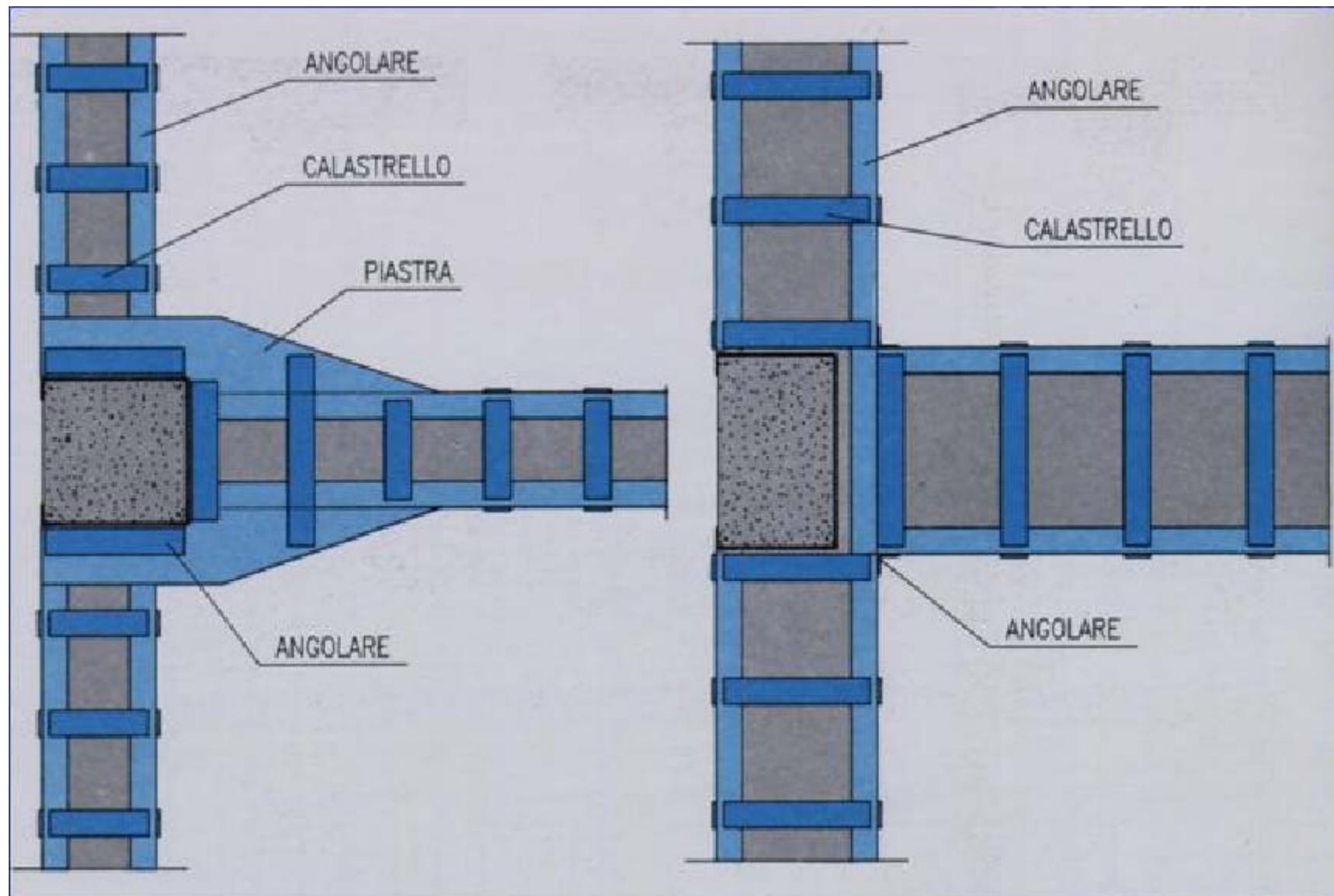
Interventi locali :

- *rinforzo dei singoli elementi strutturali*
- *incremento della duttilità dei singoli elementi*

Interventi globali:

- *modifca del comportamento globale strutturale (cambiamento della tipologia di impalcati, isolamento sismico, ecc...)*
- *introduzione di nuovi elementi resistenti che assorbono le azioni orizzontali (controventi in acciaio, setti in c.a., nuclei in c.a.)*

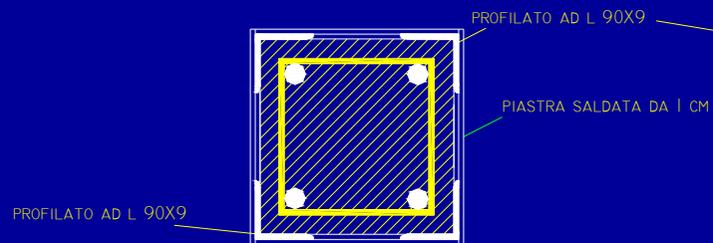




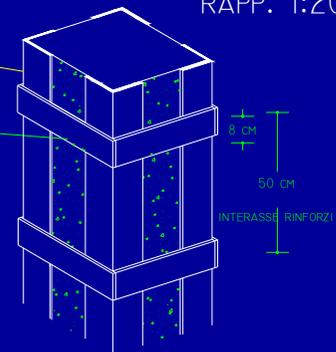
INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEI PILASTRI

INTERVENTO SUI PILASTRI 21-22-23-34-35-36

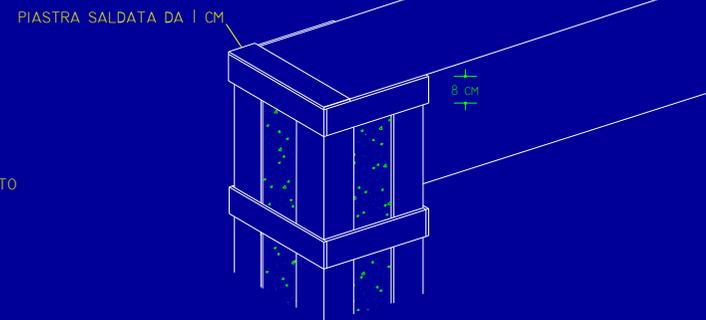
RAPP. 1:10



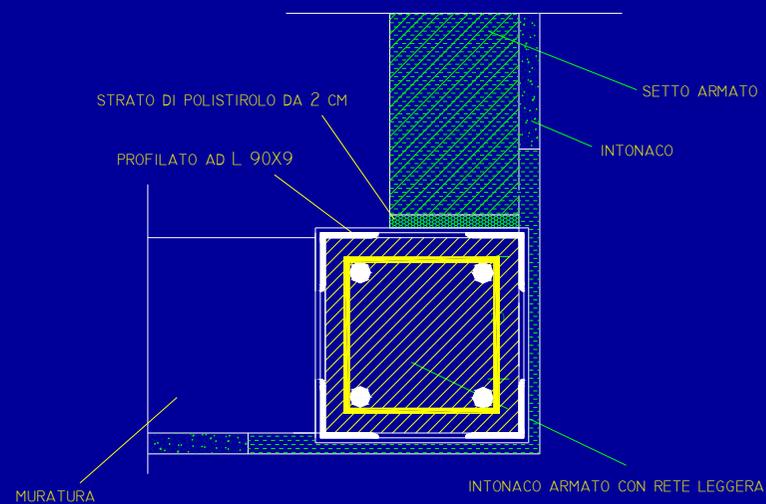
RAPP. 1:20



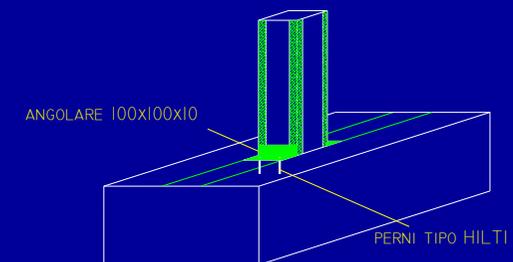
PARTICOLARE DI TESTATA



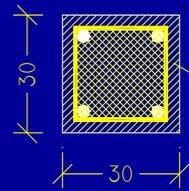
RAPP. 1:10



RAPP. 1:50

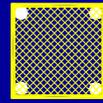


FASE1



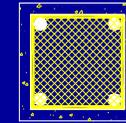
SCARIFICA MANUALE DEL CALCESTRUZZO AMMALORATO

FASE2



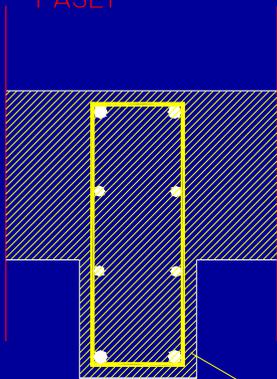
TRATTAMENTO PROTETTIVO ALCALINIZZANTE DEI FERRI

FASE3



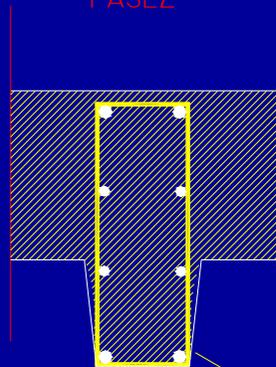
RICOSTR. VOLUMETRICA DEL CLS CON MALTA A RITIRO CONTROLLATO

FASE1



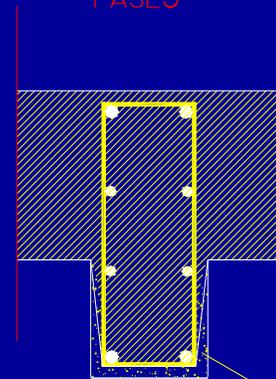
SCARIFICA MANUALE DEL CALCESTRUZZO AMMALORATO

FASE2



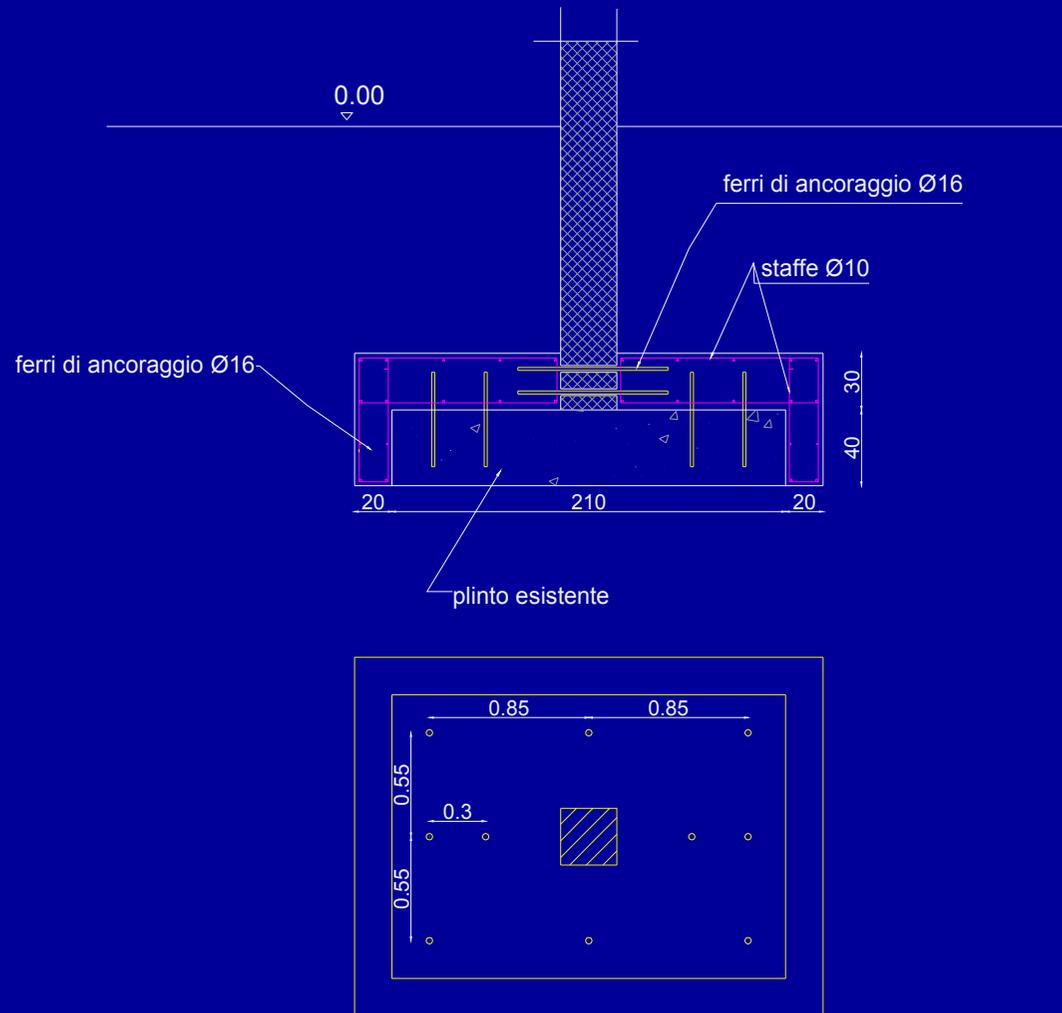
TRATTAMENTO PROTETTIVO ALCALINIZZANTE DEI FERRI

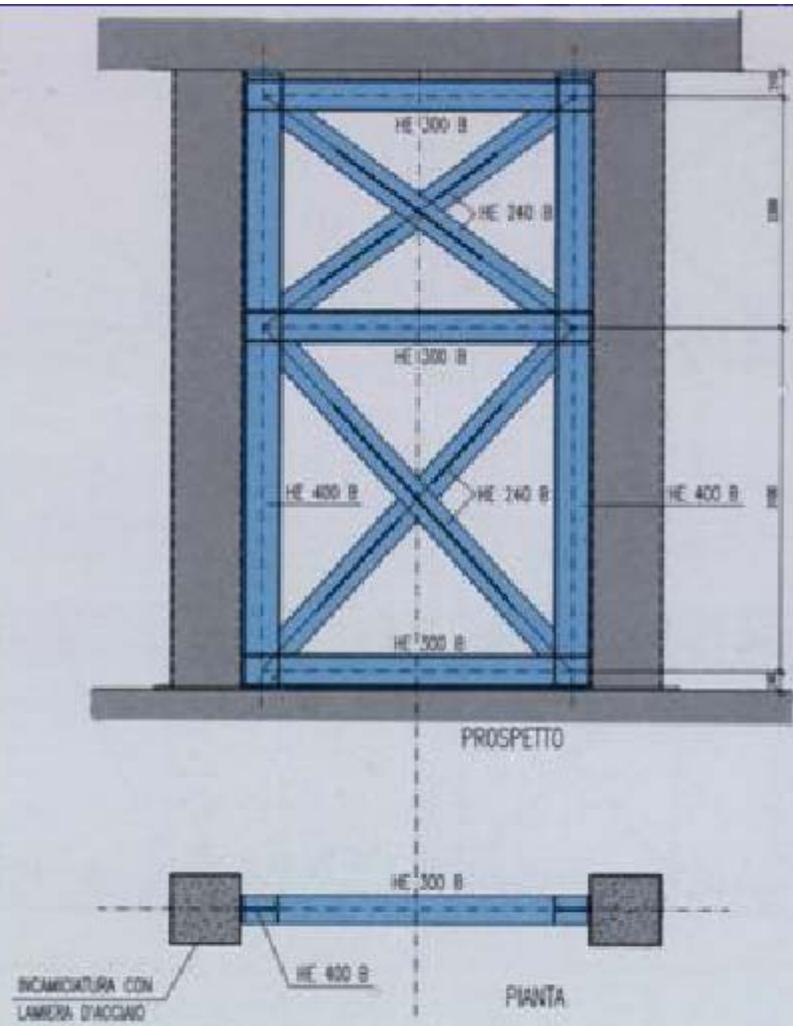
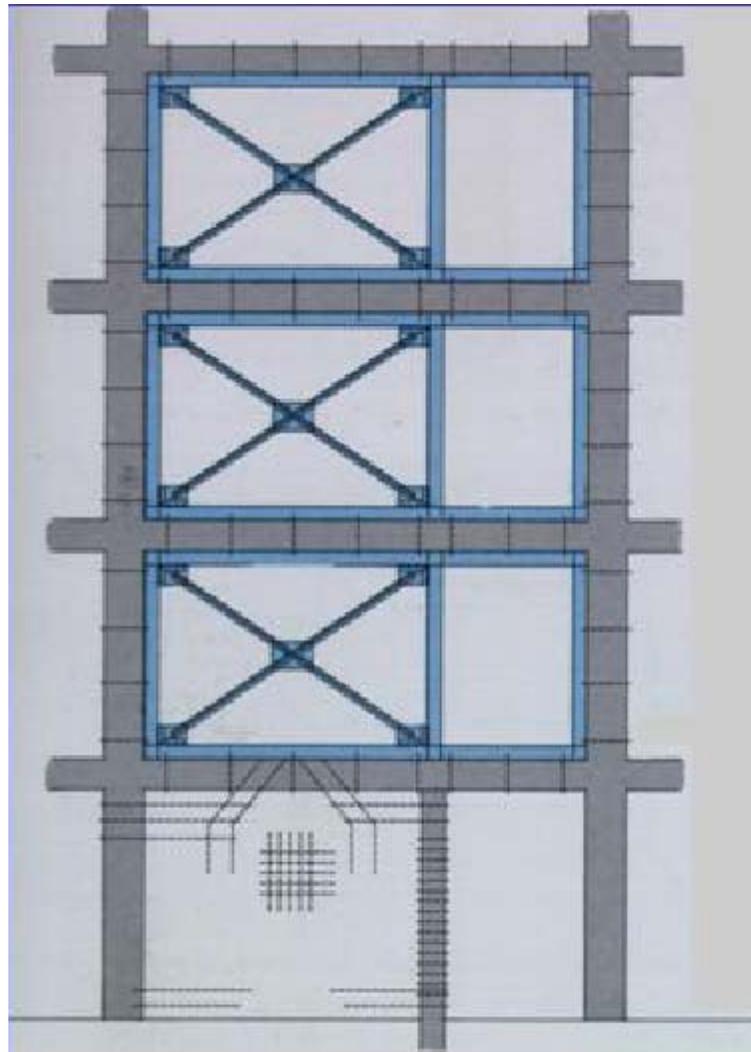
FASE3



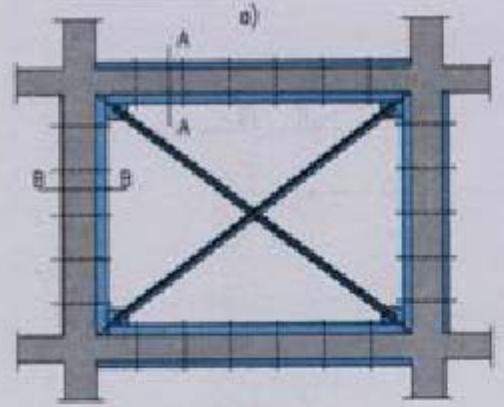
RICOSTR. VOLUMETRICA DEL CLS CON MALTA A RITIRO CONTROLLATO

Rinforzo di un plinto

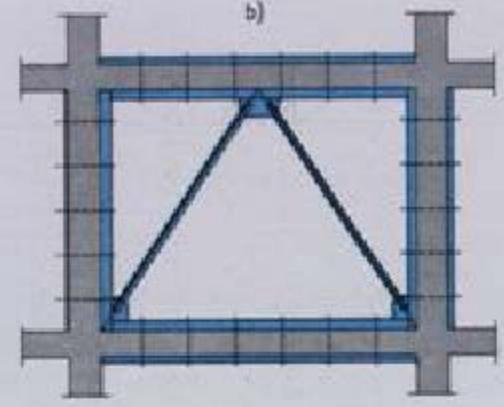




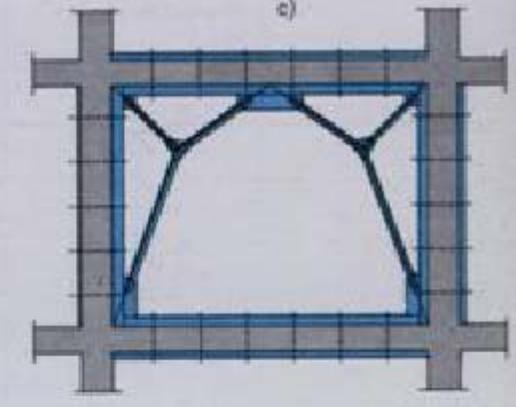
CONTROVENTO A CROCE DI S. ANDREA



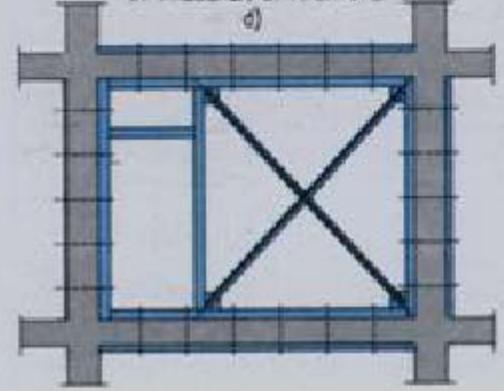
CONTROVENTO A "K"



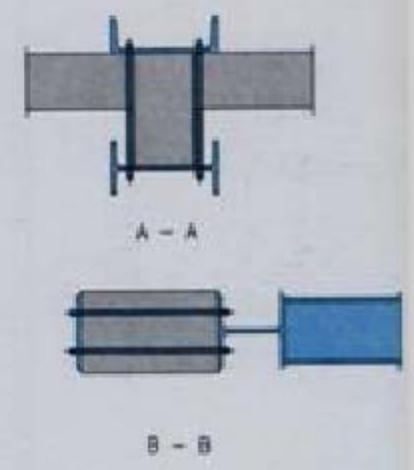
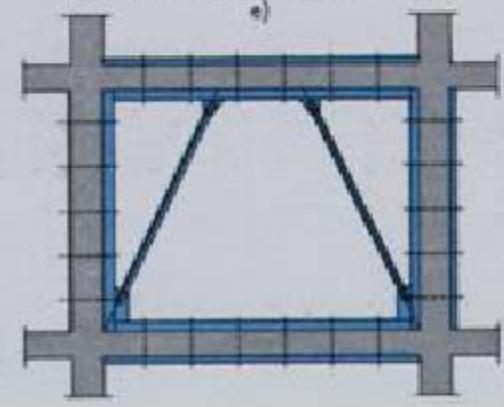
CONTROVENTO A PORTALE



CONTROVENTO A CROCE DI S. ANDREA
IN PRESENZA DI APERTURE



CONTROVENTO A DIAGONALI ECCENTRICHE



Interventi con lamine in FRP

In zona sismica il rinforzo con FRP di elementi in c.a. è finalizzato principalmente al conseguimento degli obiettivi di seguito elencati:

- Incrementare la resistenza a flessione semplice o composta mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- Incrementare la resistenza a taglio di elementi mediante l'applicazione di FRP con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento, e in aggiunta, anche in altre direzioni;
- Incrementare la duttilità delle sezioni terminali di travi e/o pilastri mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- Migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- Impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- Incrementare la resistenza a trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro mediante applicazione di fasce di FRP con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Rinforzo a flessione

- Recupero di strutture ammalorate
- Incremento dei carichi di progetto



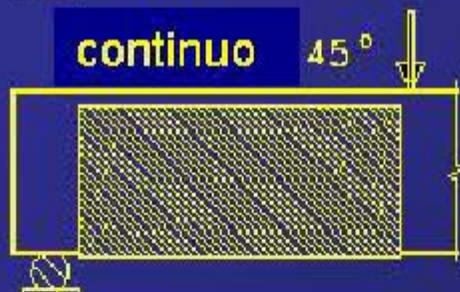


Rinforzo taglio



Rinforzo a Taglio: Configurazioni possibili

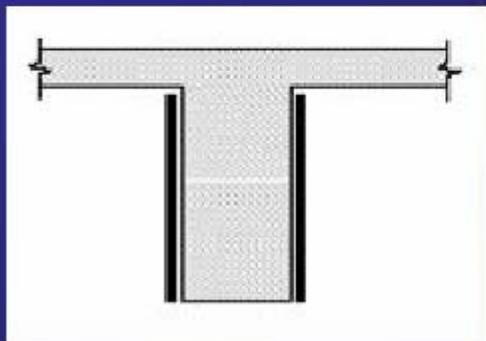
- Rinforzo continuo



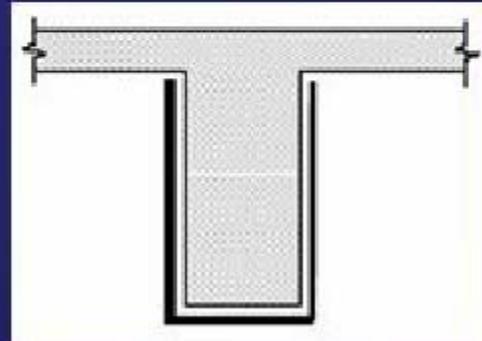
- Rinforzo a strisce



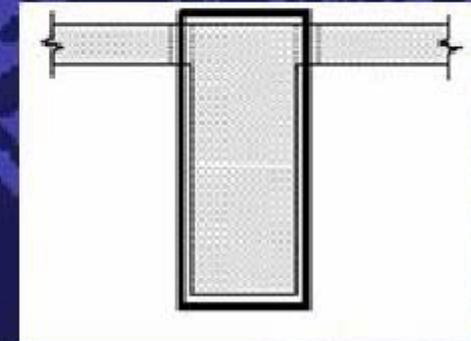
- Rinforzo laterale



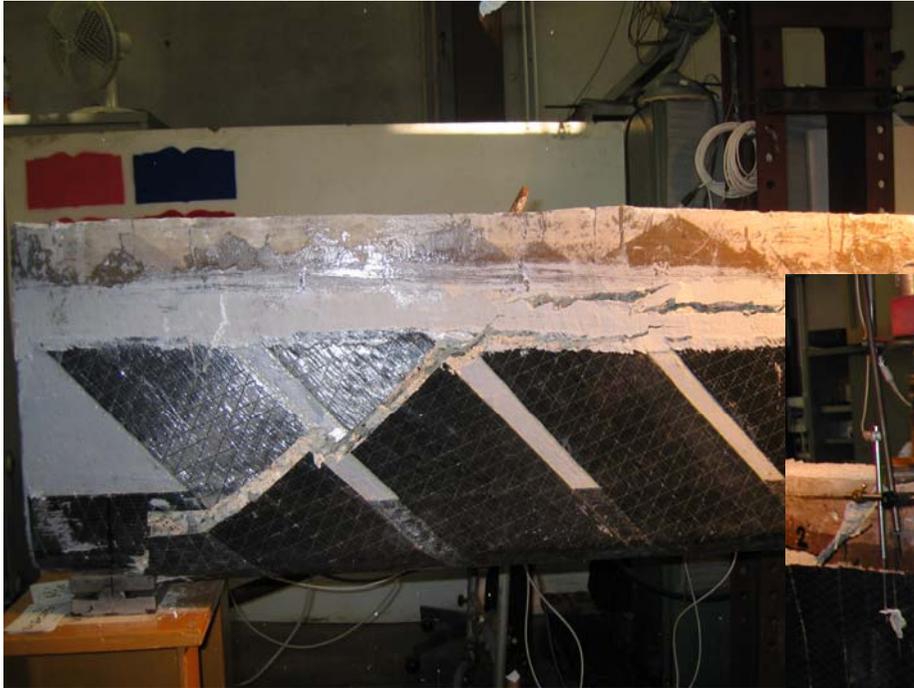
- Rinforzi ad U



- Rinforzo in avvolgimento



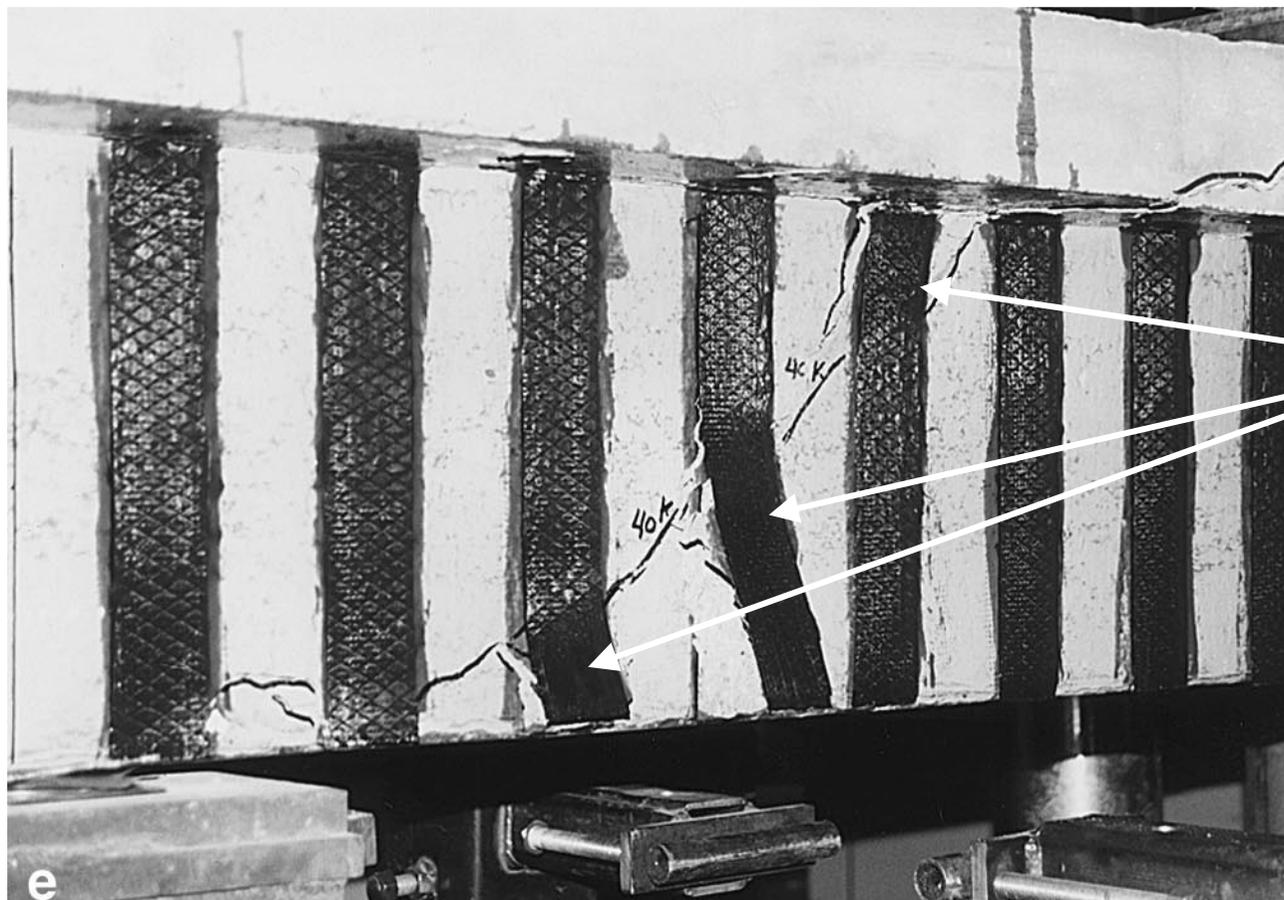
Rottura a trazione dell'FRP



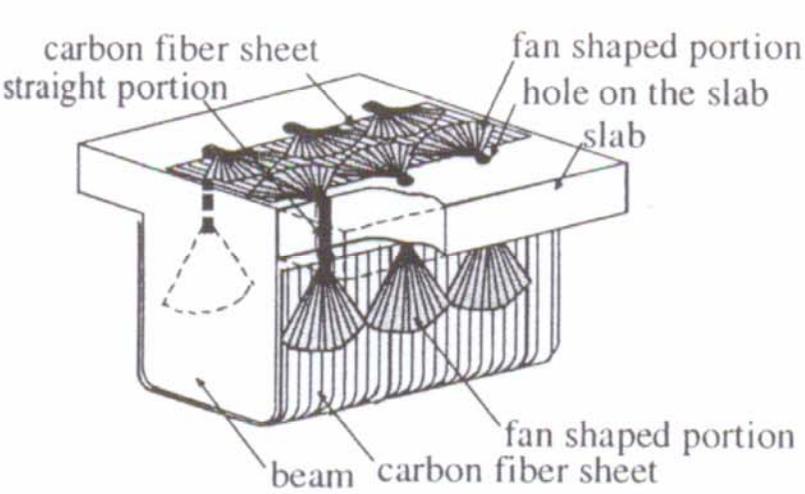
Delaminazione



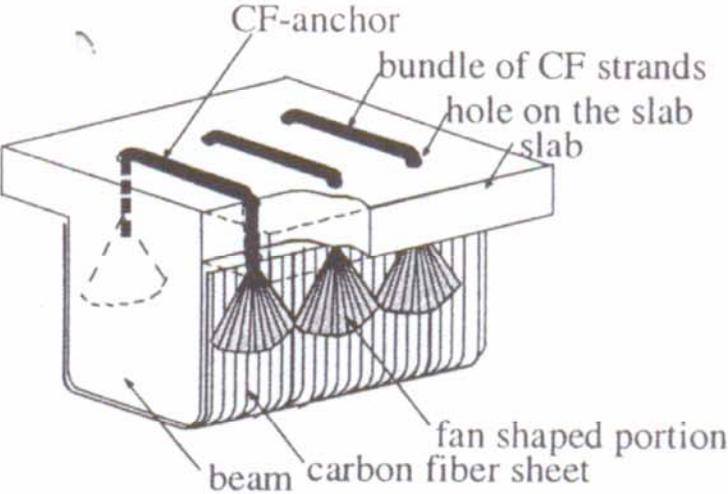
Il contributo dell'FRP alla resistenza a taglio



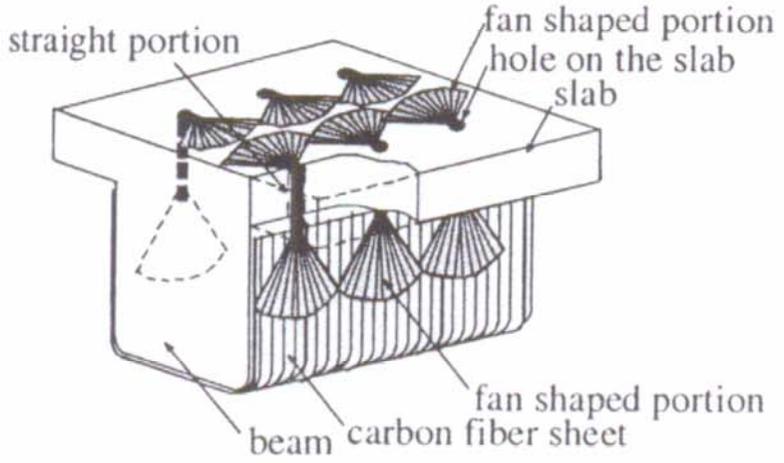
Ancoraggi FRP



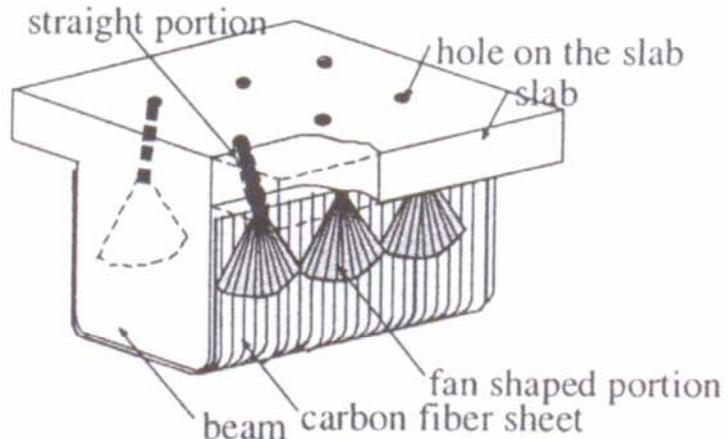
(a) Type-A



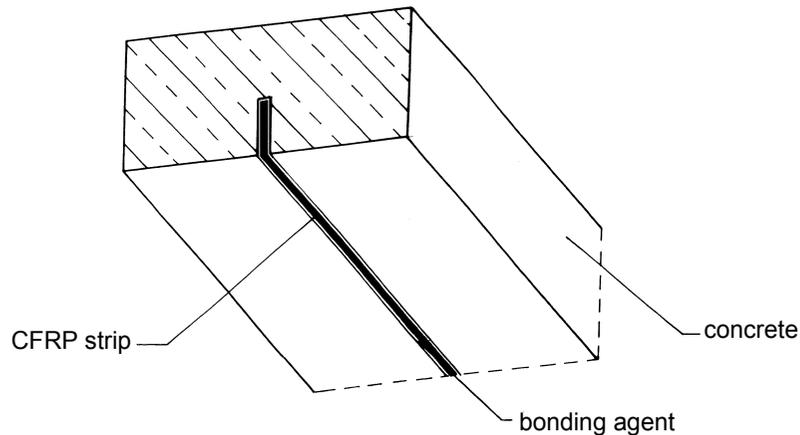
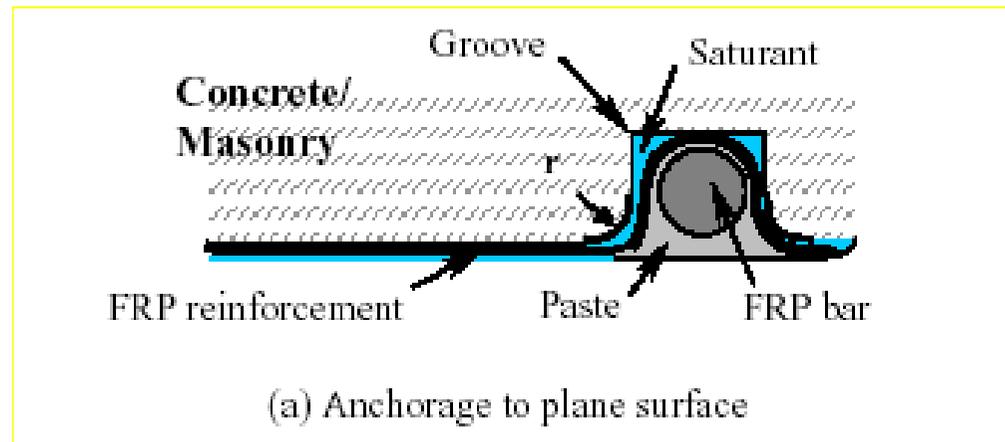
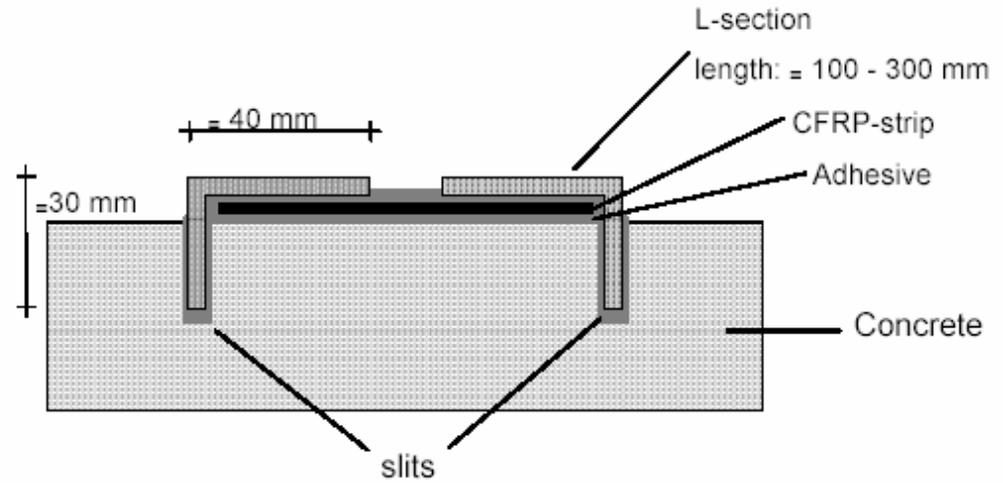
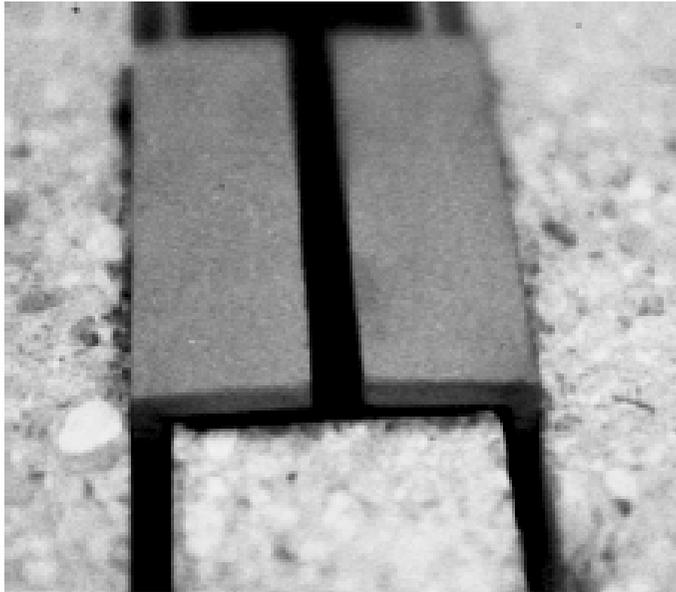
(b) Type-B



(c) Type-C



(d) Type-D



- tecnica Near-surface mounted FRP rods/laminates (NSM)

Seismic behavior of concrete columns



Kobe 1995



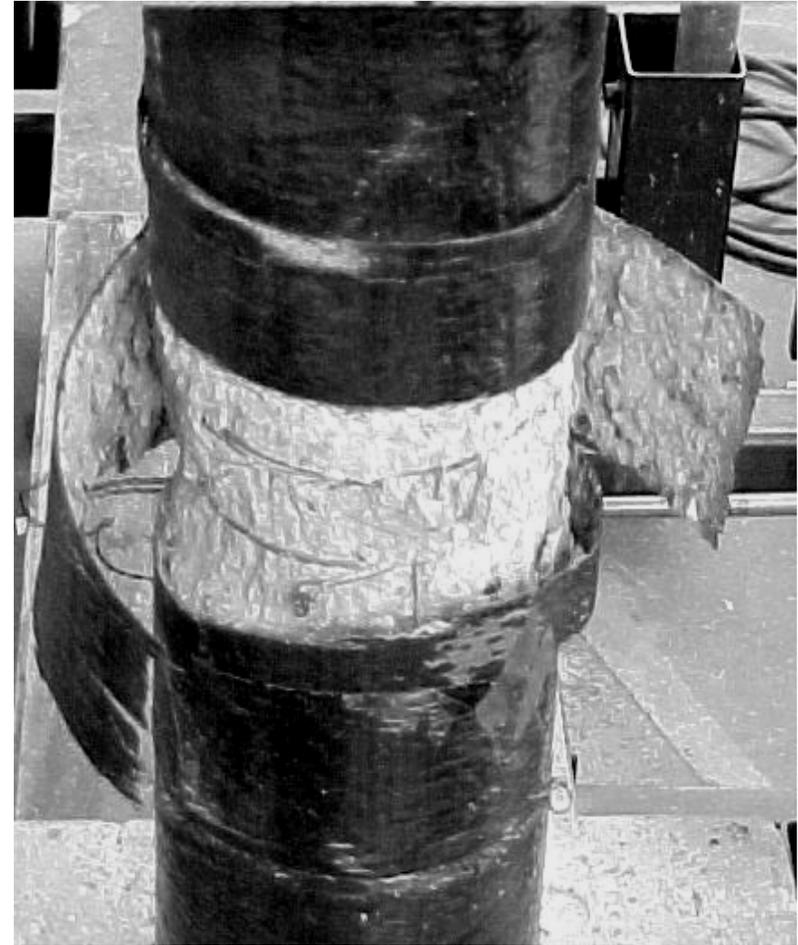
Confinamento di elementi in c.a.



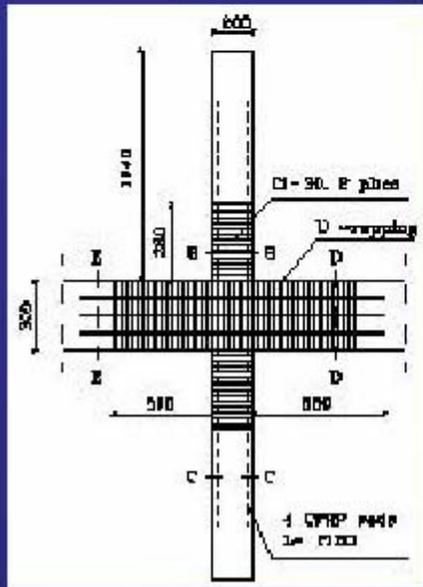
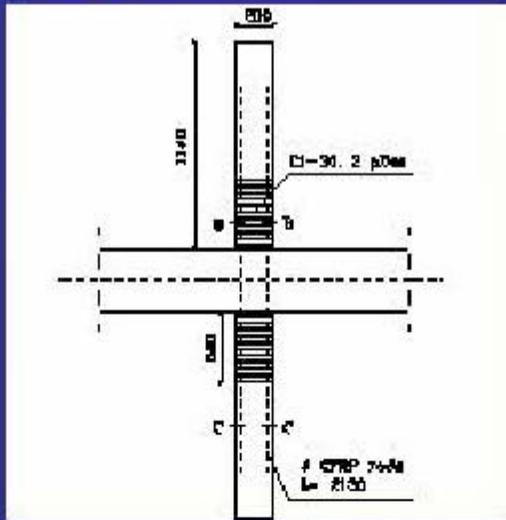
Confinamento di elementi in c.a.



Colonne confinate con FRP



Tessuto fibre orizzontali (0°)
(Parretti-Nanni, UMR, Rolla)



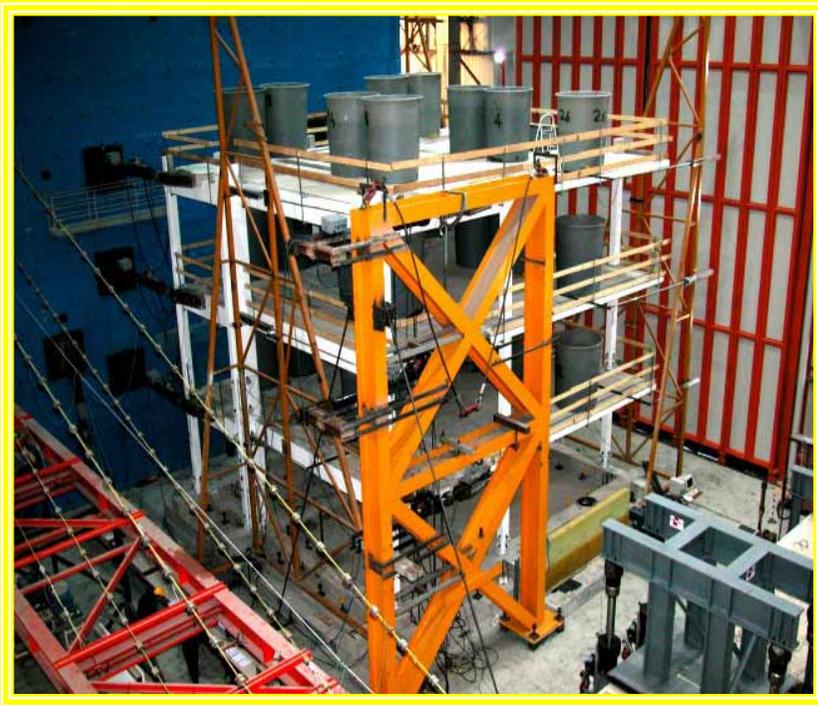
Progetto SPEAR

Seismic Performance Assessment and Rehabilitation of existing buildings

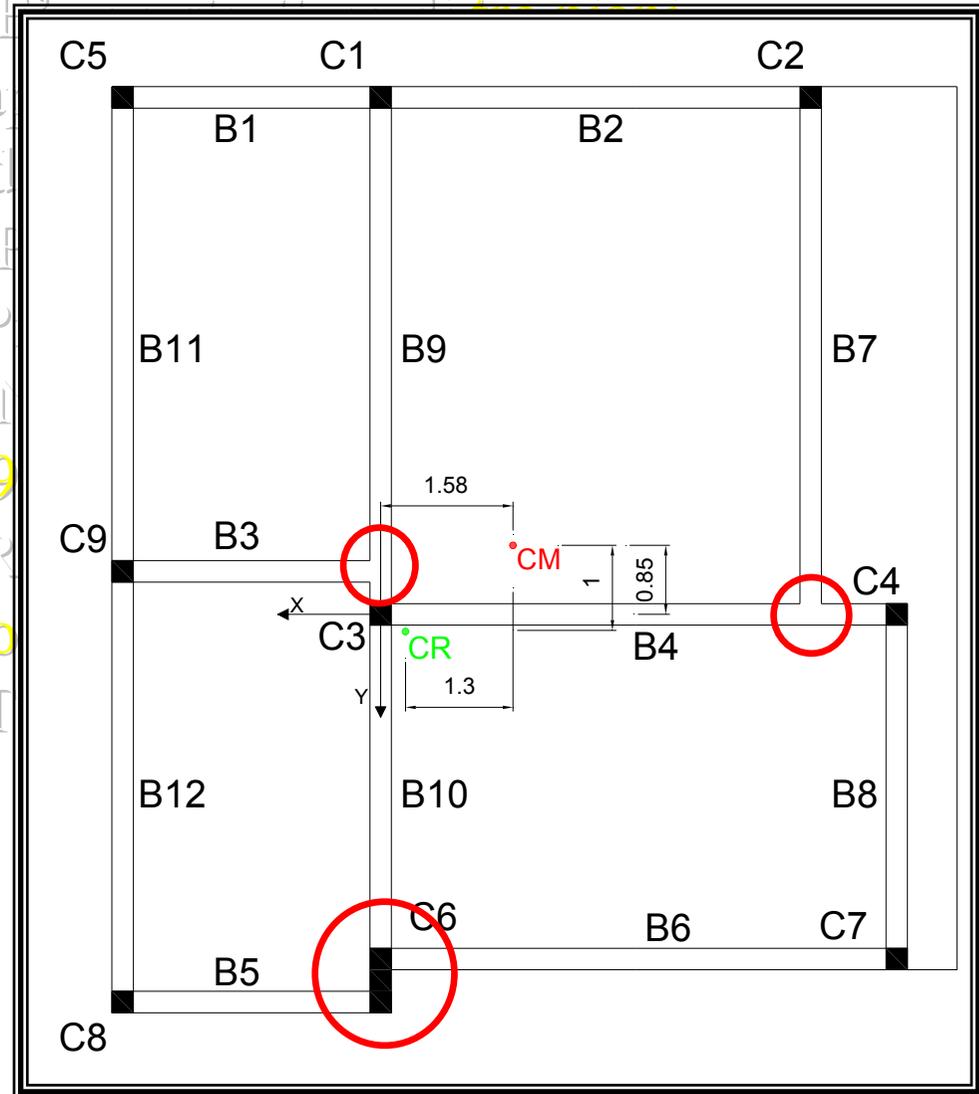
- Analisi comportamento sismico di strutture esistenti irregolari
- Valutazione delle tecniche esistenti di rinforzo strutturale
- Sviluppo di nuove metodologie di adeguamento sismico
- Analisi e miglioramento delle attuali prescrizioni sismiche



La Struttura SPEAR

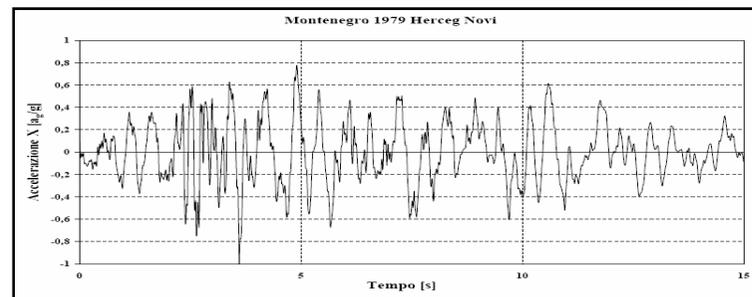
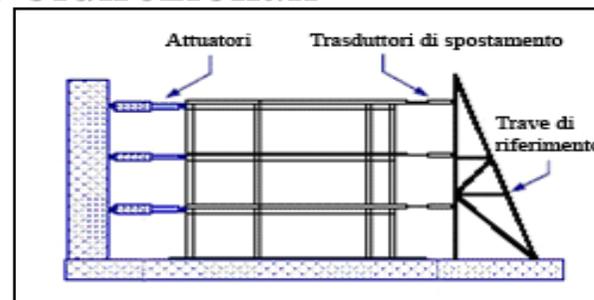
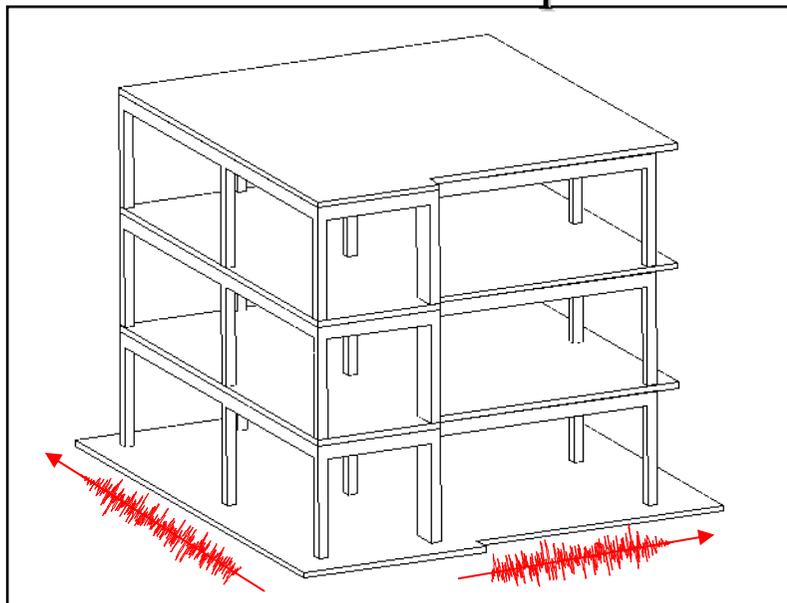


- Irregolare in pianta (eccentricità tra centro di massa e rigidezza)
- Pilastro rettangolare C6 ($H/B=3$)
- Innesti diretti trave-trave
- Armata con barre lisce
- Staffatura insufficiente (assente nei pannelli nodali)



Campagna Sperimentale

Prove pseudodinamiche bidirezionali

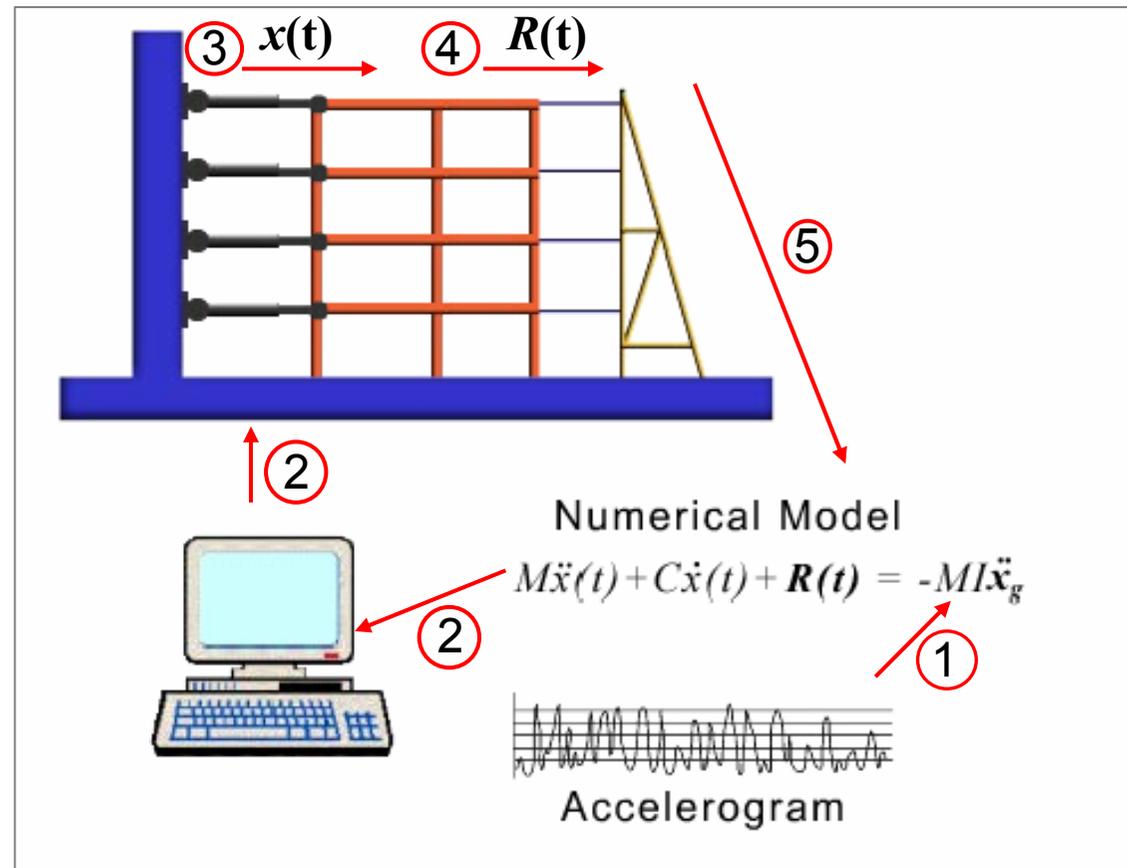


TEST	Livello sismico (PGA)	Descrizione
S11	0.15 g	Struttura non rinforzata
S12	0.20 g	
S16	0.20 g	Struttura rinforzata con FRP
S17	0.30 g	
S21	0.20 g	Struttura rinforzata con incamiciatura in C.A.
S23	0.30 g	

Test Pseudodinamico PsD

- 1) Scelto un accelerogramma di progetto si inserisce nel modello numerico il valore dell'accelerazione al tempo t_0
- 2) L'elaboratore risolve l'equazione del moto (con $R(t)=0$) e fornisce come output la funzione spostamento $x(t)$ al tempo t_0
- 3) Gli attuatori assegnano alla struttura gli spostamenti determinati
- 4) Si determina il vettore $R(t)$ = vettore forze impresse dagli attuatori per imporre gli spostamenti determinati
- 5) Noto $R(t)$ a partire dall'accelerogramma di progetto si assegna un nuovo valore dell'accelerazione al tempo t_1 , e si rientra nel modello numerico

La procedura si ripete iterativamente



Risultati Sperimentali Struttura 'As-built'

- **Danni modesti durante test con $PGA = 0.15g$**
- **I maggiori danni sono stati riscontrati (durante il test con $PGA = 0.20g$) sui pilastri:**
 - Struttura progettata per soli carichi verticali – nessuna attenzione alla gerarchia delle resistenze
 - Pilastri con dimensioni ridotte e armatura insufficiente a sopportare sforzo normale e flessione biassiale
- **Meccanismo di trave forte pilastro fragile con formazione di cerniere plastiche nelle colonne**
 - La mancanza di infittimento della staffatura nei nodi aumenta il rischio di fenomeni locali di collasso fragile: rottura del calcestruzzo, instabilità delle barre di acciaio longitudinali, sfilamento delle barre



Struttura 'As-built': 0.2σ input



Rinforzo in FRP: Confinamento

SCOPO: miglioramento della capacità deformativa globale della struttura.

- 1) Incrementando la duttilità delle potenziale cerniere plastiche senza variarne la posizione.

Fasciatura dei pilastri con FRP

CONFINAMENTO

incremento della deformazione ultima del cls ϵ_{cu}

incremento della curvatura ultima della sezione ϕ_u

incremento della rotazione ultima della cerniere plastiche



Rinforzo in FRP: Confinamento

$$\varepsilon_{cu,necessaria} = 0.00752$$

▪ Incrementi di deformazione ultima mediante:

➤ Fibre di vetro (GFRP) uniassiali densità 900 g/m²

➤ Fibre di carbonio (CFRP) uniassiali densità 300 g/m²

Section type	Spessor e tf (FRP) (mm)	%Geometrica rinforzo ρ_f	Deformazione ultima ε_{ccu} (‰)
Non rinforzata	-	-	3.5
1 strato GFRP	0.480	0.00768	7.30
2 strati GFRP	0.960	0.01536	8.87
3 strati GFRP	1.440	0.02304	10.08
1 strato CFRP	0.166	0.00266	7.12
2 strati CFRP	0.332	0.00531	8.62
3 strati CFRP	0.498	0.00797	9.77

Rinforzo in FRP: Confinamento

▪ Scelta del tipo di fibre da utilizzare

- Entrambe le tipologie analizzate risultano efficaci da un punto di vista strutturale
- Applicazione di tipo interno: no problemi di durabilità

FATTORE ECONOMICO DISCRIMINANTE NELLA SCELTA

Le fibre di vetro consentono un risparmio in termini economici di circa il 30%



**Rinforzo mediante 2
Strati di fibre di Vetro**

Realizzazione Rinforzo in FRP: Confinamento

8 Pilastri quadrati:

2 strati GFRP uniassiale

1° Piano: Testa: $h = 60 \text{ cm}$

Piede: $h = 77 \text{ cm}$

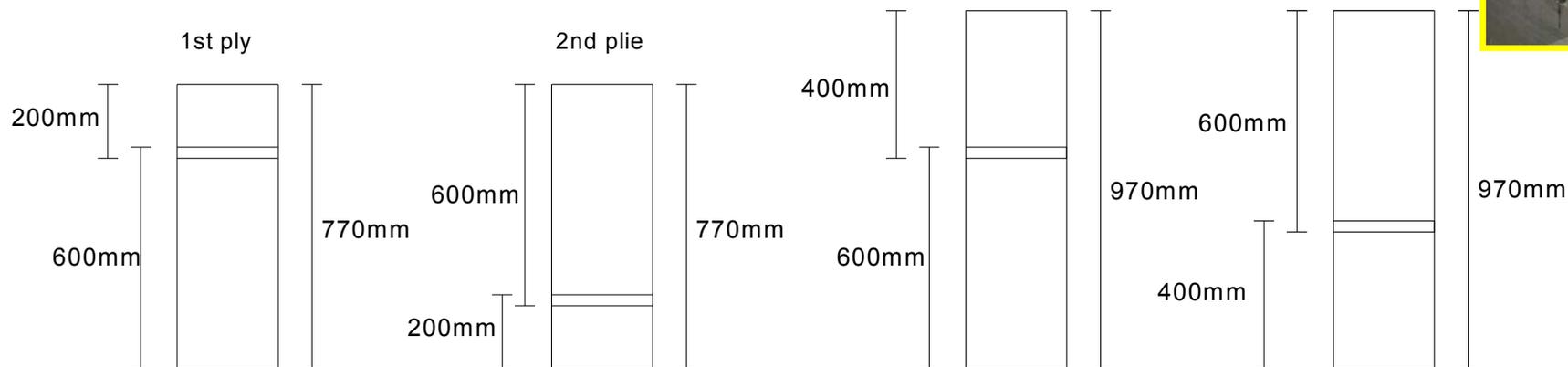
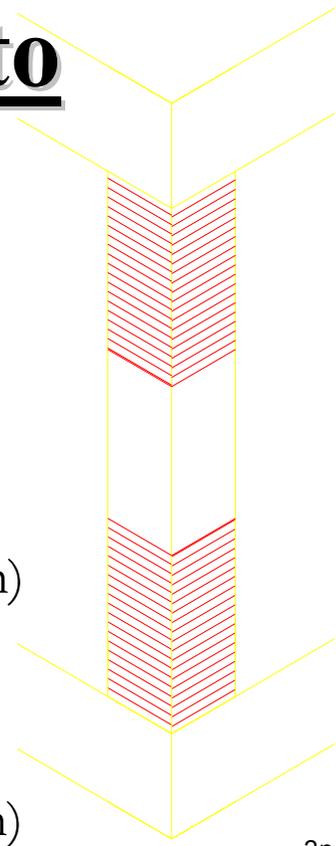
($60 + 20 \text{ cm}$ sovrapposizione: 3 cm)

C8 $h = 97 \text{ cm}$ ($70 + 20 \text{ cm}$ sovrapposizione 3 cm)

2° e 3° Piano : Testa: $h = 60 \text{ cm}$

Piede $h = 60 \text{ cm}$

C8 $h = 77 \text{ cm}$ ($60 + 20 \text{ cm}$ sovrapposizione: 3 cm)



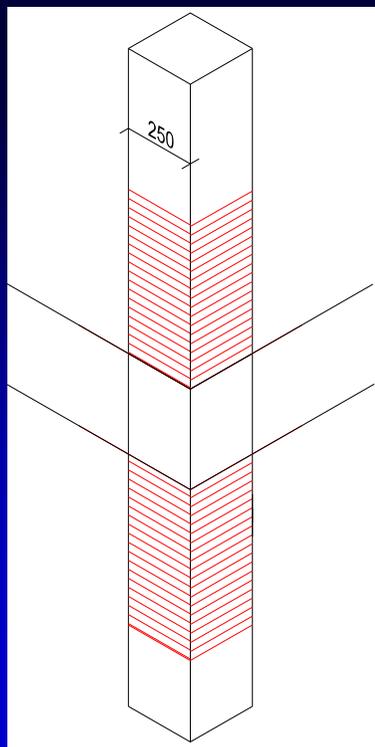
Rinforzo in FRP: Rinforzo a taglio nodi

Rinforzo nodi di vertice C2 C5 C7 C8:

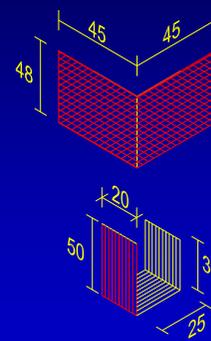
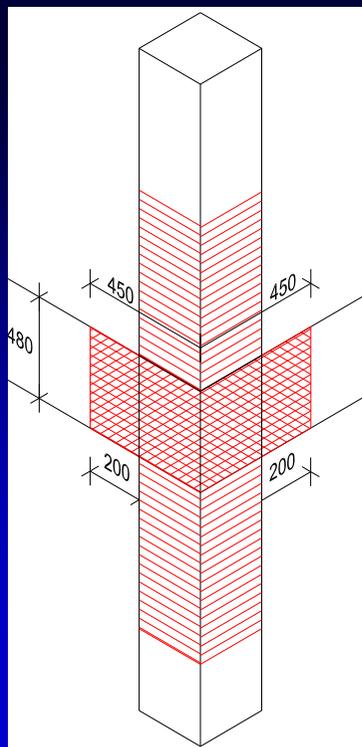
2 strati di tessuto Quadriassiale + U-wrap unidirezionale (rinforzo a taglio trave)



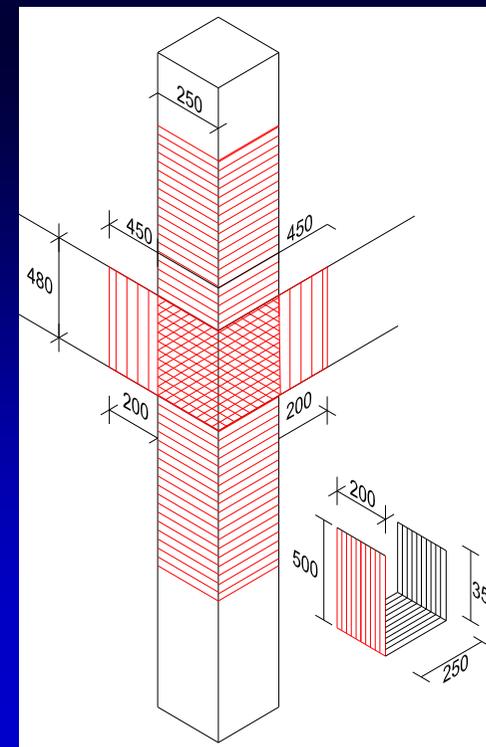
a) Rinforzo del nodo



b) Pannello di nodo



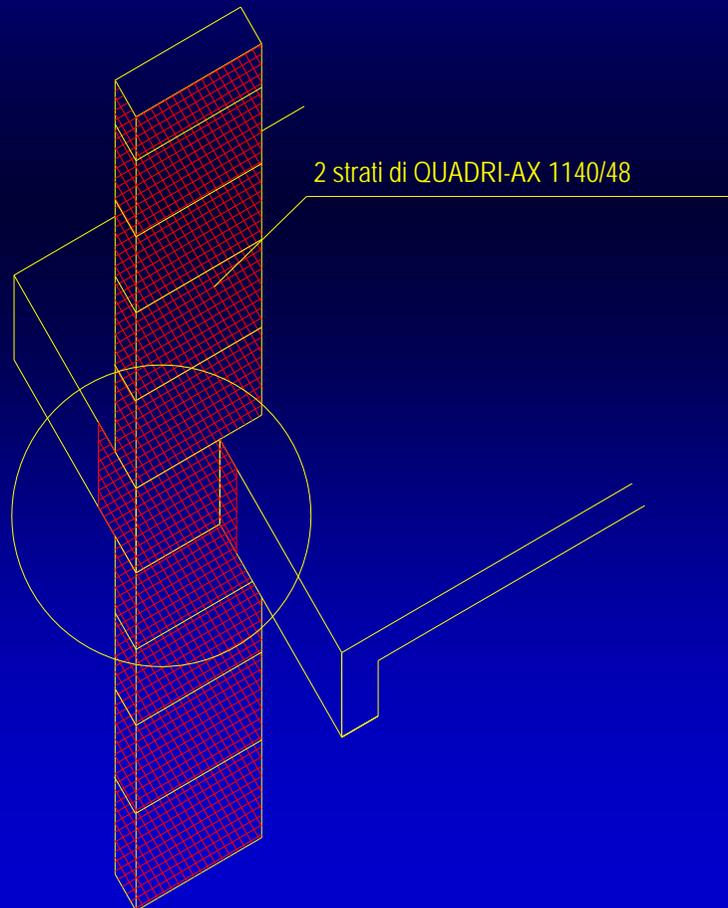
c) U-wrap trave



Rinforzo in FRP: Rinforzo a taglio pilastro rettangolare

Rinforzo colonna C6:

Fasciatura a tutta altezza, 2 strati di tessuto quadriassiale con sovrapposizione tra le fasce di 3 cm

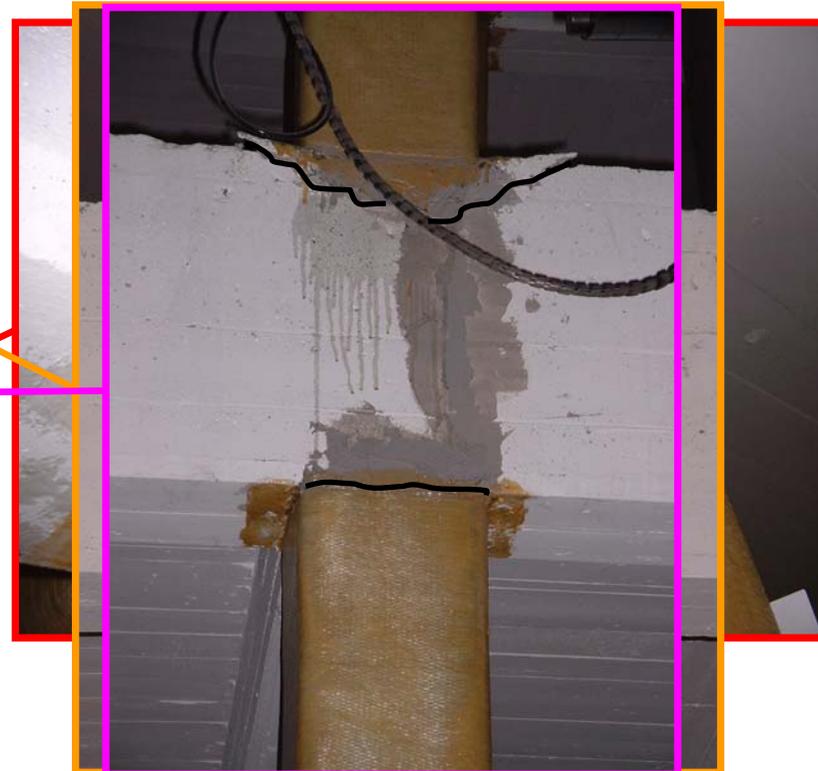
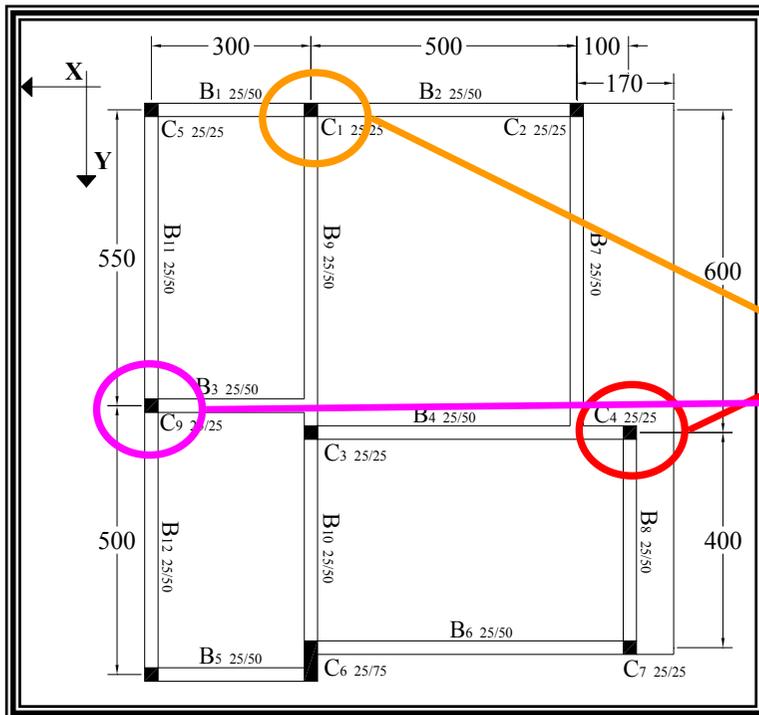


Rinforzo in FRP: Test 0.30 g

INTENSITA' SISMICA MAGGIORE

DANNI RISCONTRATI:

- SCHIACCIAMENTO DEL CALCESTRUZZO SUL PANNELLO DI NODO IN TESTA AL PILASTRO C1, C4, C9



Rinforzo in FRP: Test 0.30 g

STRUTTURA 'AS BUILT' DOPO TEST 0.20G



STRUTTURA RINFORZATA CON FRP DOPO TEST 0.30G



Intervento di rinforzo con FRP

VANTAGGI

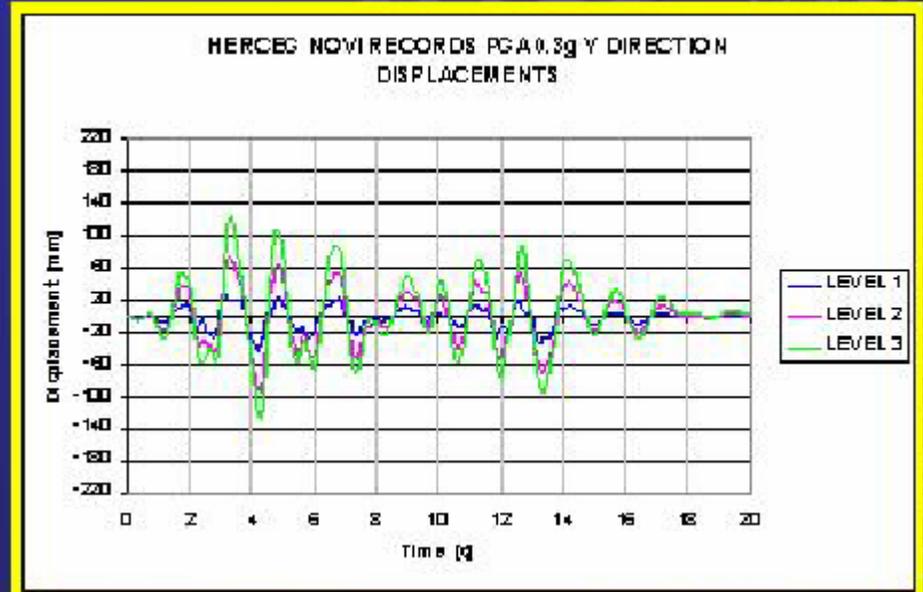
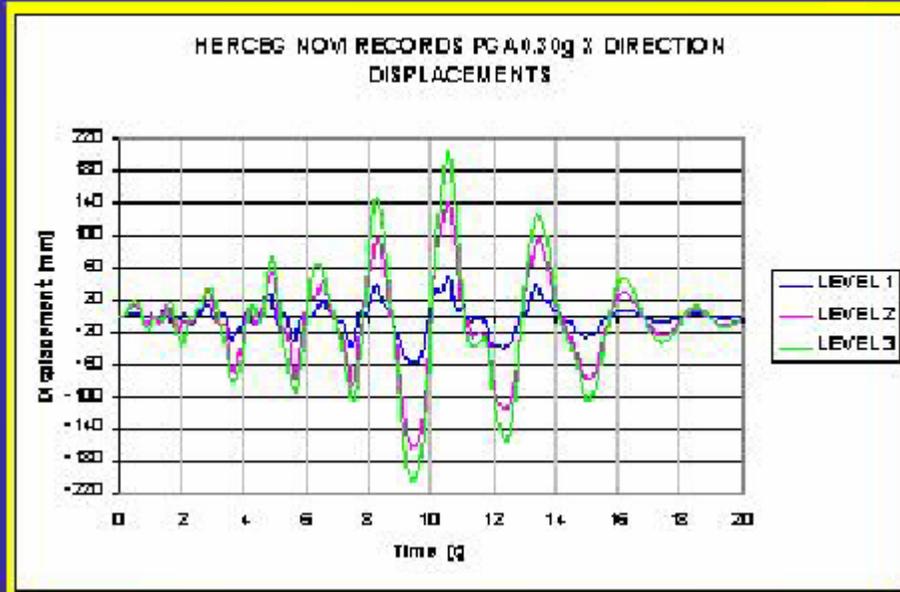
1. Non modifica la massa della struttura
(Domanda sismica inalterata)
2. Facile e rapido da realizzare
3. Incremento di duttilità globale: 123%
(gerarchia delle resistenze inalterata)
4. Incremento di sollecitazione sismica
pari al 50 % senza danni strutturali

SVANTAGGI

1. Non consente di eliminare irregolarità
in pianta (gli effetti torsionali non vengono ridotti)
2. Non incrementa la rigidezza della struttura (non interviene
nelle verifiche di servizio)



Struttura rinforzata, input 0,3 g Time history



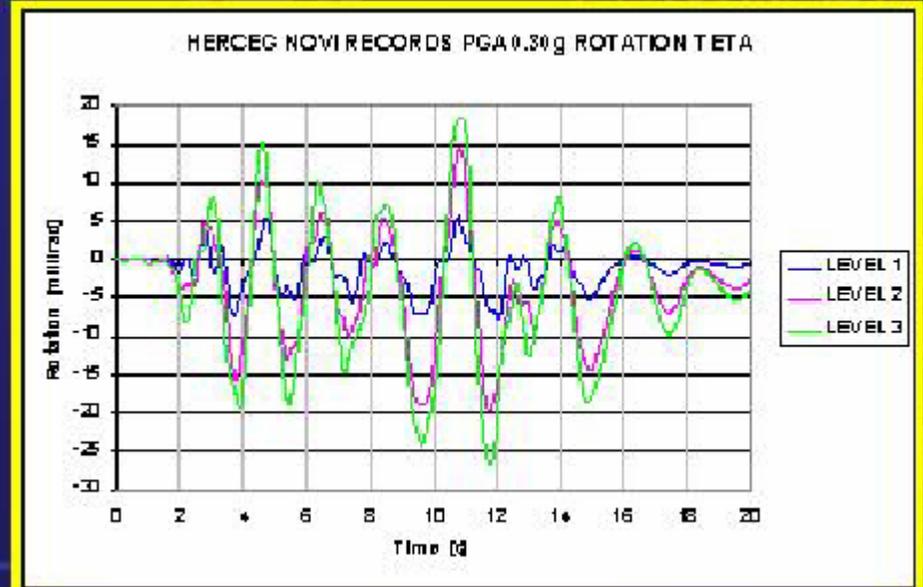
Spostamenti massimi:

circa **220** mm in direzione X

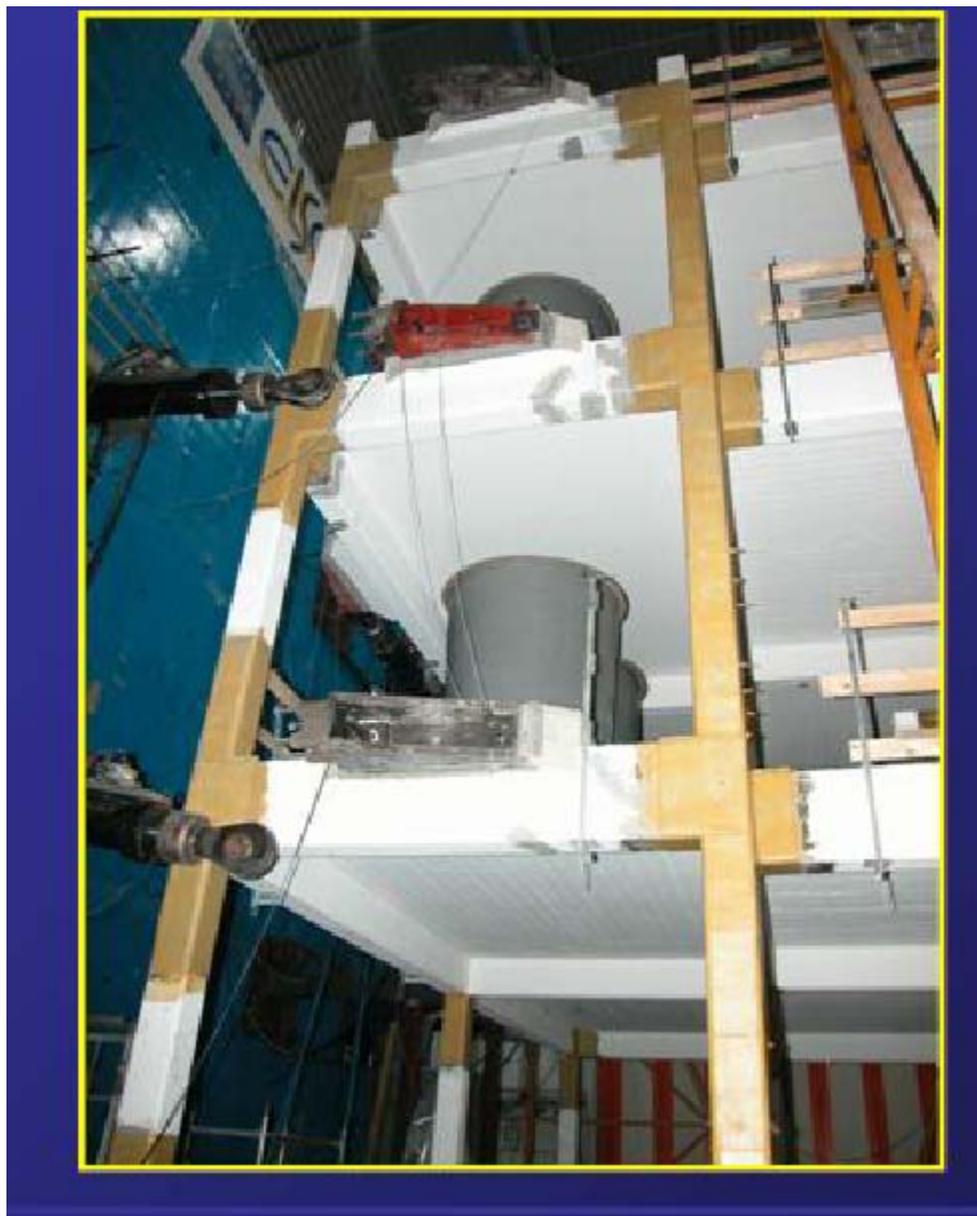
circa **140** mm in direzione Y

Rotazione massima:

circa **25** mrad



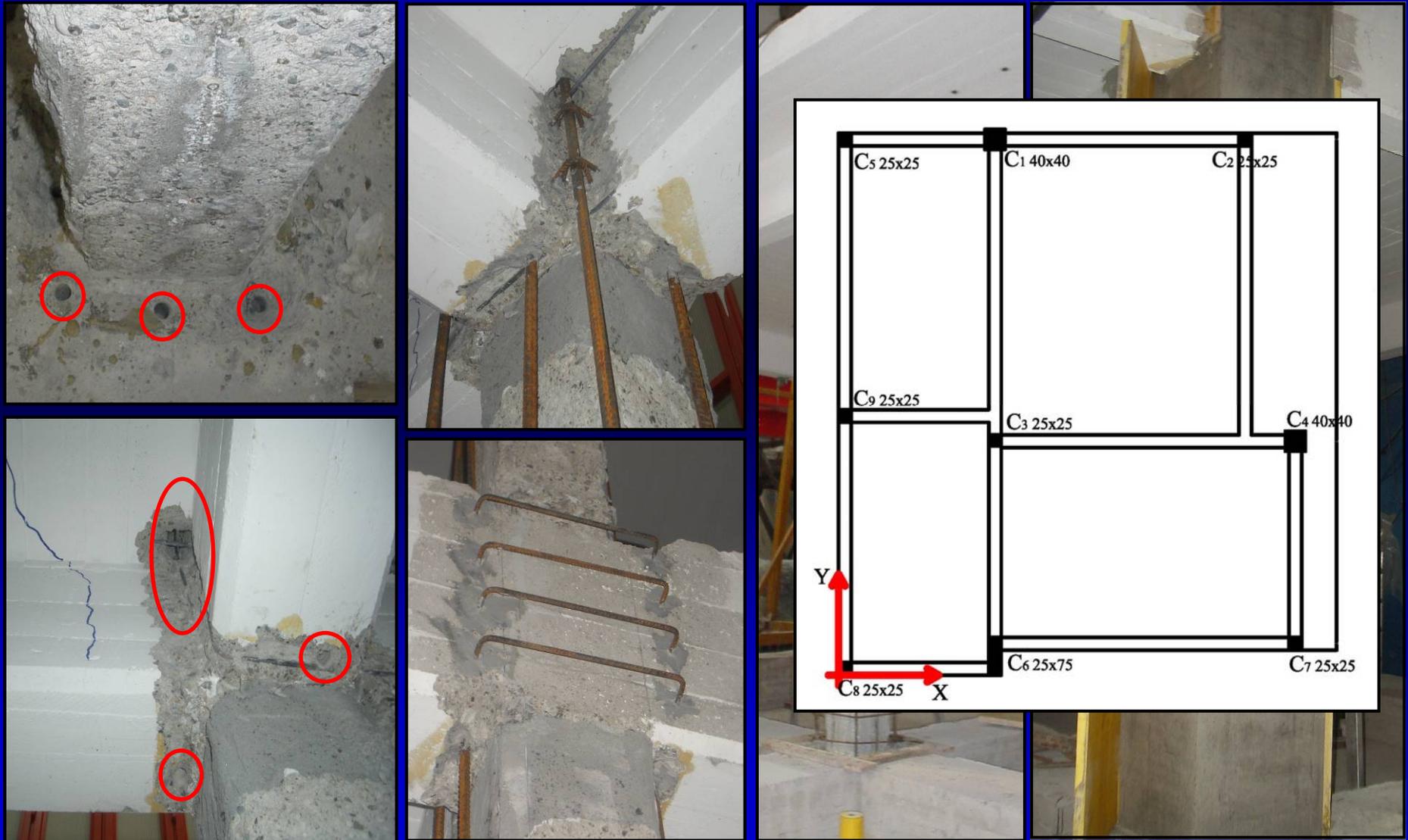
Struttura rinforzata





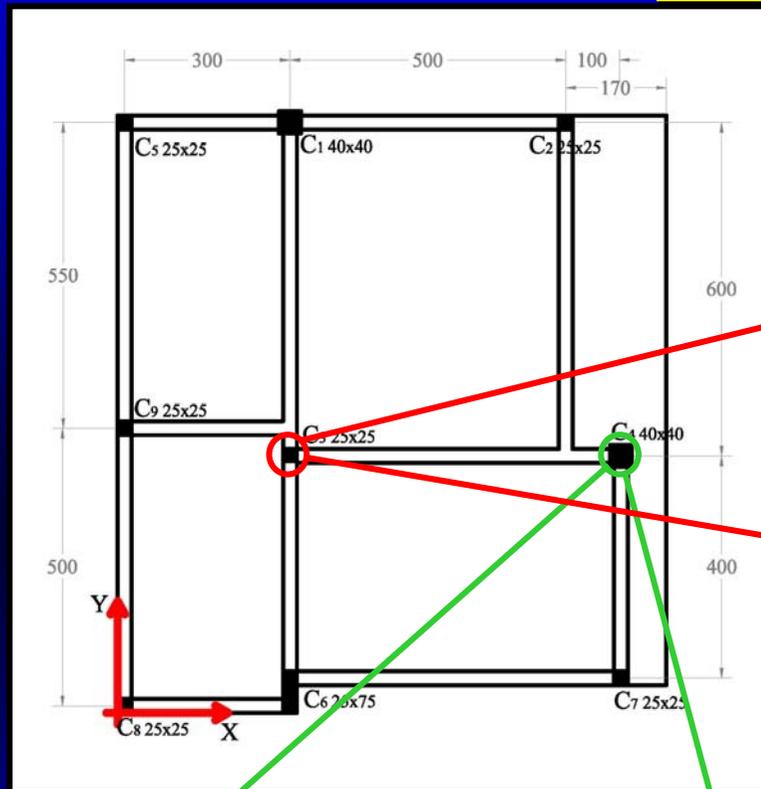
Realizzazione Incamiciatura in c.a.

- Esecuzione fori nella soletta e nelle travi per il passaggio delle armature
- Utilizzo di staffe a "L" e ad "C" in corrispondenza dei nodi



Risultati sperimentali: Struttura con incamiciatura in c.a.

TEST PGA 0.20g



- Quadro fessurato
- Danni maggiori al piano (C3)

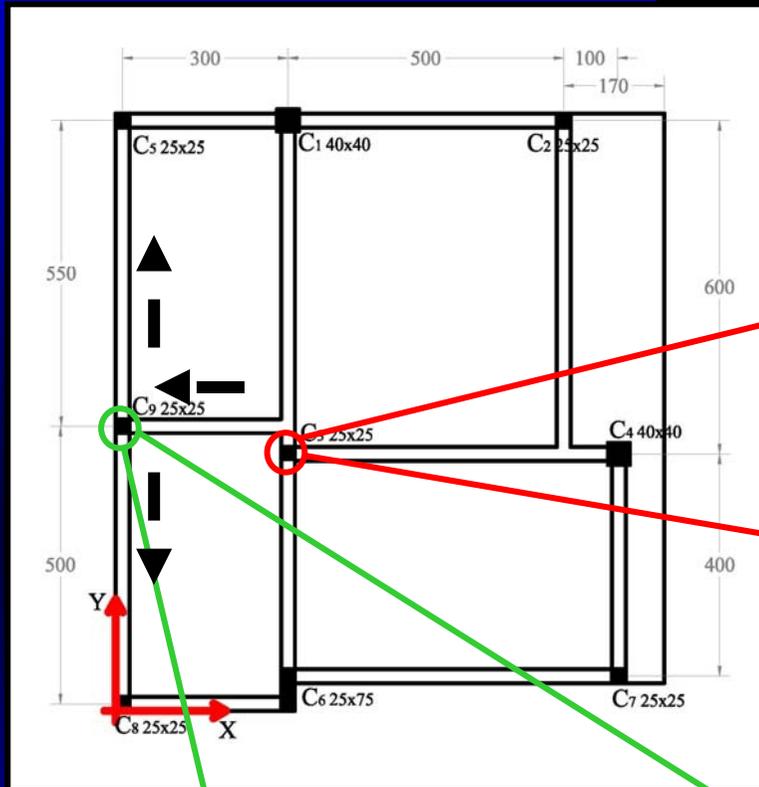


uso
del 2°
barre)



Risultati sperimentali: Confronto

TEST PGA 0.30g



- Prima del
corrispon

- Progressiv
cls schiacc
sempre m
pilastro C
dalla struttura

- Ridistribuz
con rapida
(inserimen

t inter
tturale



o in
a di
one
el
distacco
ni
C9
ci)
SSO

Intervento di rinforzo con incamiciatura in c.a.

VANTAGGI

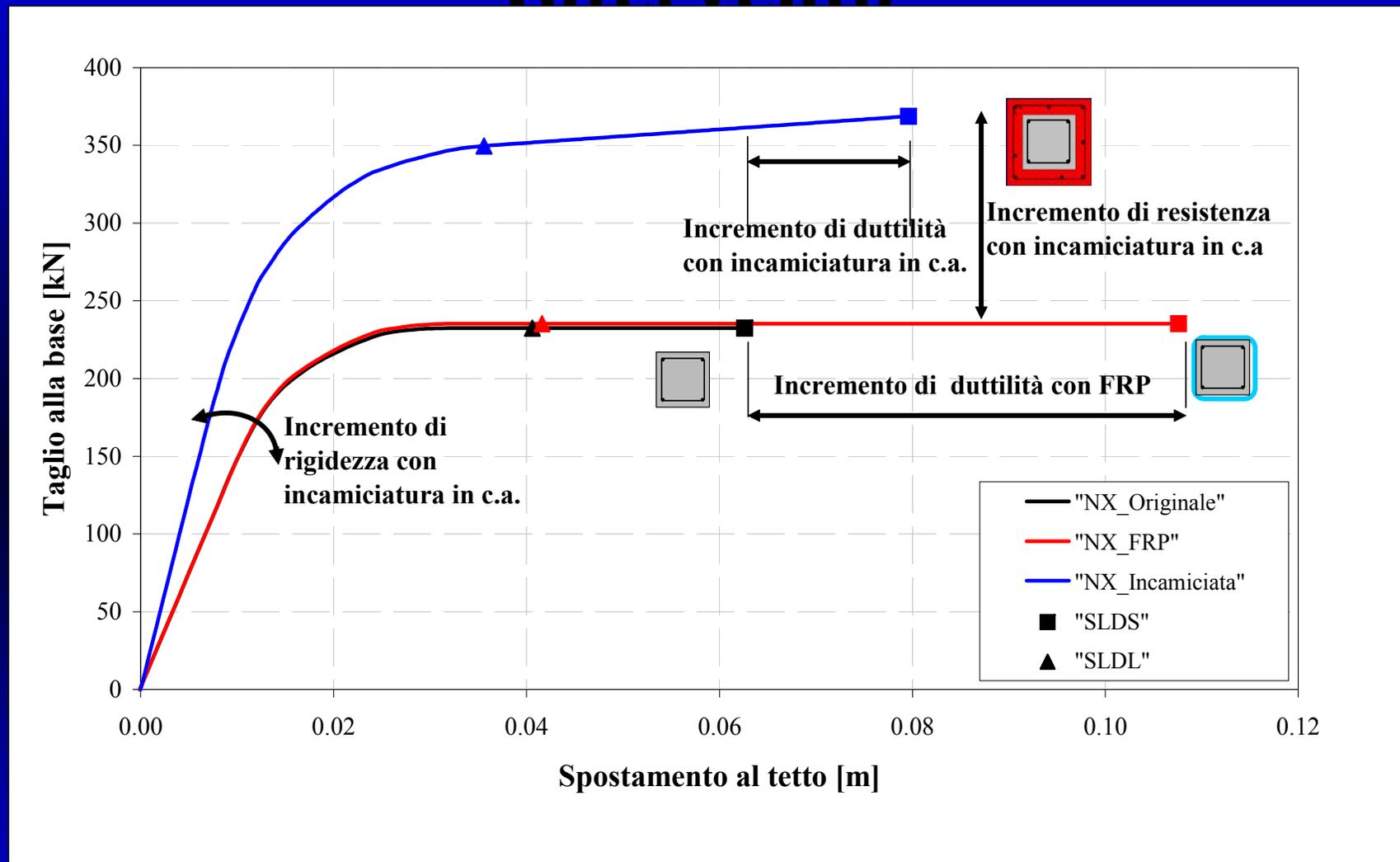
1. Incremento di duttilità (76%) e resistenza (46%) globale
2. Riduzione periodo elastico (25%) → Incremento di rigidezza (la domanda sismica diminuisce)
3. Riduzione effetti torsionali (56%)

SVANTAGGI

1. Difficoltà costruttive e tempi di realizzazione elevati
2. Induce incrementi di sollecitazioni in fondazioni (possibile necessità di intervento in fondazione)



CONCLUSIONI: Tecniche di Intervento



Validazione per la prima volta su di un edificio in c.a.
in SCALA REALE delle nuove prescrizioni sismiche attraverso
prove sperimentali