



**LE NUOVE NTC 2018**  
**4 Giugno 2018, Prato**

**NTC 2018**  
**Edifici esistenti in c.a.**

**Maurizio Orlando**

***Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale***  
***Università degli Studi di Firenze***

**[www.dicea.unifi.it/maurizio.orlando](http://www.dicea.unifi.it/maurizio.orlando)**



**UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE**

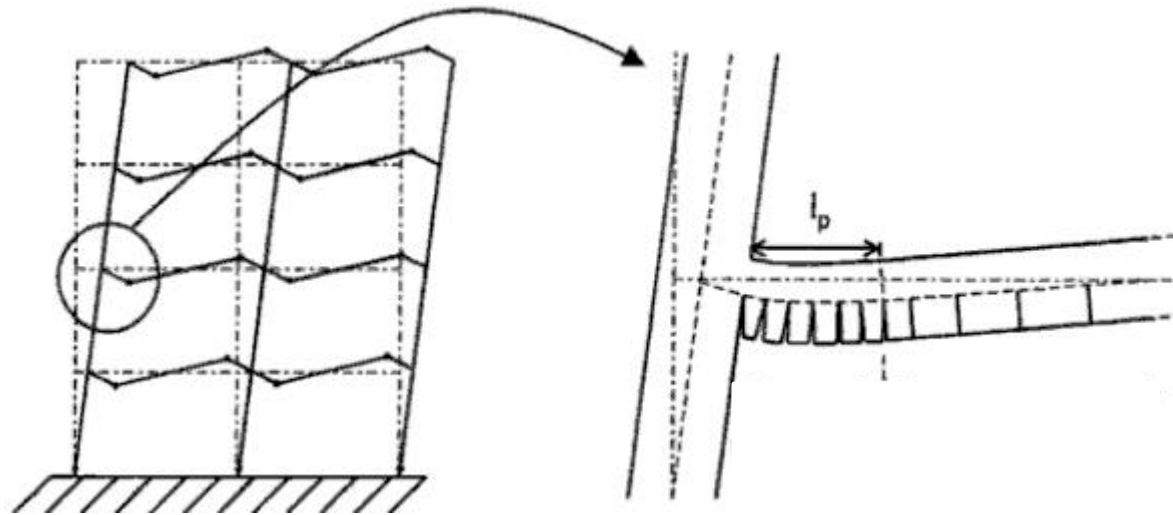
**DICEA**

Dipartimento di Ingegneria  
Civile e Ambientale



## APPROCCIO NTC 2008 E NTC2018 PER STRUTTURE NUOVE

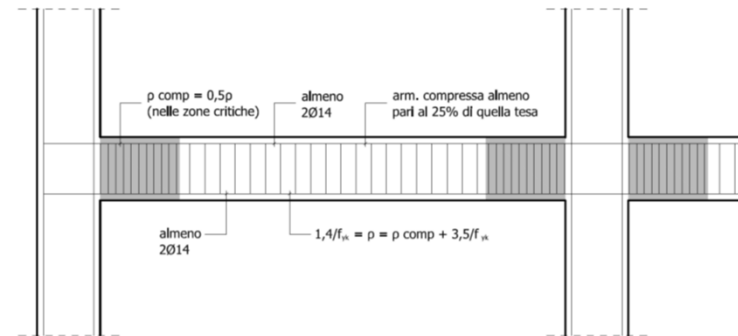
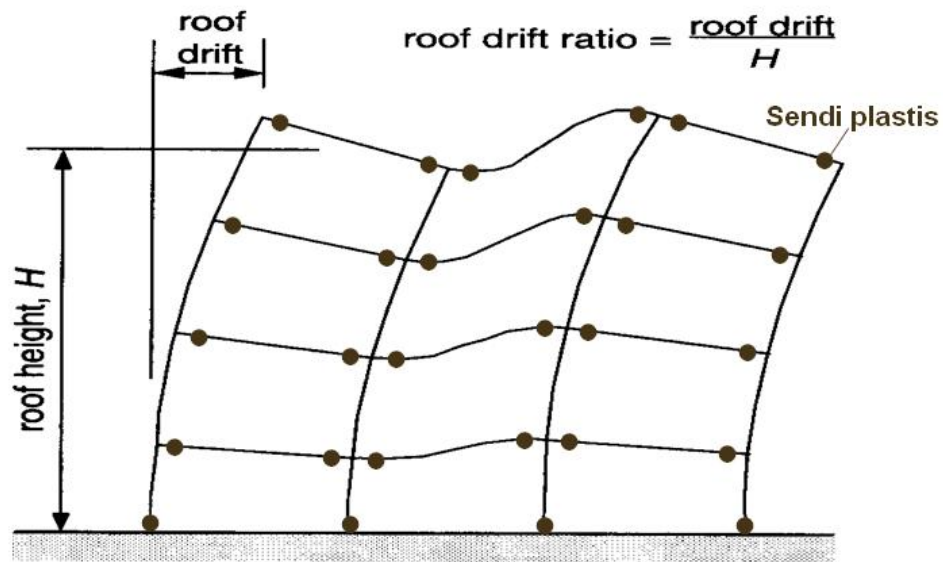
Nella **progettazione sismica** si fa affidamento sulla duttilità strutturale per i sismi di maggiore intensità e si progetta con il concetto della gerarchia delle resistenze. Qui il concetto di duttilità si accompagna a quello di dissipazione strutturale, data la natura dinamica dell'azione.



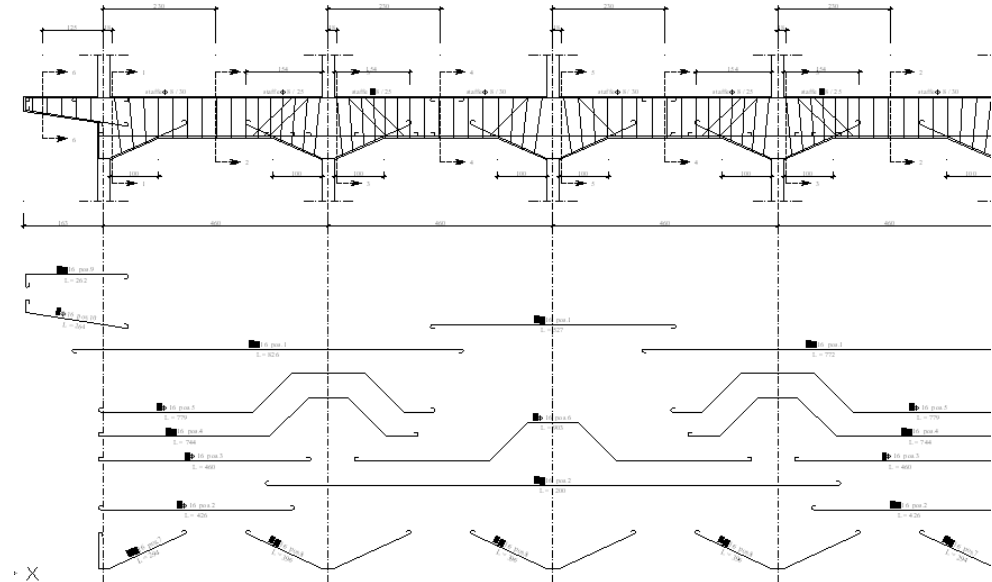
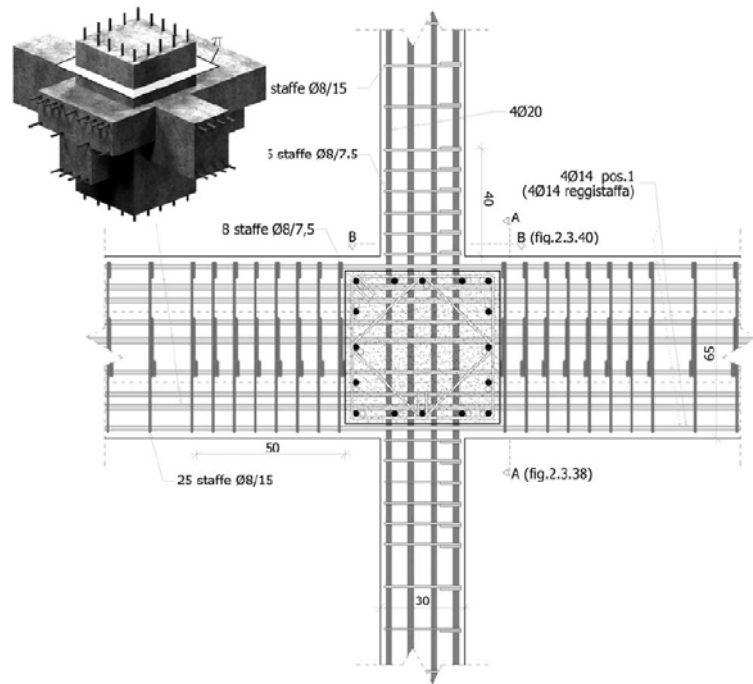
## APPROCCIO NTC 2008 E NTC2018 PER STRUTTURE NUOVE

Al sopraggiungere dell'azione sismica di progetto, la struttura nel suo complesso deve poter funzionare come un sistema in cui tutti gli elementi duttili dissipano, proporzionalmente alla loro capacità, l'energia fornita dal sisma sotto forma di deformazioni inelastiche.

Gli elementi/meccanismi privi di duttilità devono rimanere integri per consentire il funzionamento del sistema dissipativo.



## STRUTTURE NUOVE VS ESISTENTI



Questo comportamento richiede una progettazione mirata e l'adozione di molte regole sul dimensionamento degli elementi e sui dettagli costruttivi, pertanto esso non può in generale essere atteso dagli edifici esistenti, anche se di buona qualità.

## STRUTTURE NUOVE DISSIPATIVE

- Maggiore è la duttilità disponibile, minore è il costo della struttura (?), perché gli elementi strutturali sono progettati per forze sismiche di minore intensità rispetto ad una struttura progettata per resistenza
- Il «taglio» dell'intensità delle forze sismiche - prodotto dalla plasticizzazione della struttura - riduce le accelerazioni
- Una struttura duttile è più resiliente nei confronti di terremoti di intensità superiore a quella di progetto ed è meno sensibile al contenuto in frequenza ed alla durata del moto sismico; pertanto, a causa dell'elevata incertezza dell'azione sismica, una struttura dotata di grande duttilità può essere considerata come la migliore soluzione di progetto in zona sismica
- Una struttura dotata di elevata duttilità ha una robustezza strutturale intrinseca, pertanto può sopportare anche azioni accidentali di altra natura (urti, esplosioni, ecc.), per le quali non è stata progettata

## **STRUTTURE NUOVE NON DISSIPATIVE**

- Se la geometria è complessa ed irregolare e non ricade nell'ambito delle configurazioni strutturali ordinarie considerate nelle norme tecniche, il progettista si sente più sicuro se adotta valori bassi del coefficiente di comportamento per ridurre la distanza tra l'analisi lineare utilizzata per progettare la struttura e la risposta non lineare
- Maggiore è la resistenza laterale di una struttura, minore è il danneggiamento subito dalla struttura a seguito di un evento sismico di forte intensità, ma maggiori sono le accelerazioni
- I dettagli costruttivi sono più semplici, mentre nelle strutture dissipative sono più complicati ed il getto del calcestruzzo più difficoltoso, cosicché anche una manodopera altamente specializzata e frequenti controlli in cantiere non garantiscono che la struttura realizzata possieda i requisiti di duttilità fissati nel progetto

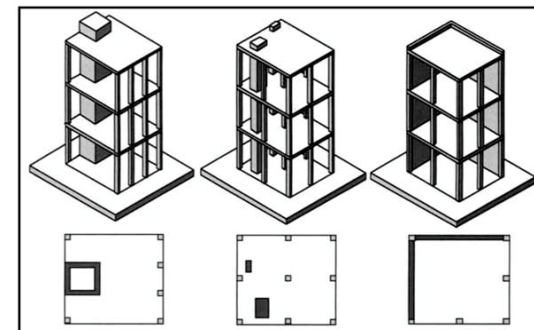
## COMPORTAMENTO DI EDIFICI ESISTENTI IN OCCASIONE DI PRECEDENTI TERREMOTI

In occasione dei passati eventi sismici, negli edifici esistenti il collasso è avvenuto per l'incapacità della struttura di trasformarsi in un meccanismo globale di collasso, a causa di:

- presenza di difetti “locali” (salti di rigidezza/resistenza tra piani contigui, fragilità dei nodi trave-pilastro)



- errata concezione strutturale (presenza di forti eccentricità tra masse e rigidezze, discontinuità sull'altezza delle pareti di controvento, ecc.)



## **VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.**

Le vulnerabilità tipiche degli edifici esistenti possono essere causate da vari fattori: **fattori morfologici, fattori di dettaglio e fattori meccanici.**

**Fattori morfologici:** legati ad una **concezione della struttura senza rispettare criteri di simmetria o regolarità geometrica in pianta** (presenza di rientranze o sviluppo planimetrico troppo allungato dell'edificio) od in elevazione (errata distribuzione delle masse e delle rigidzze)



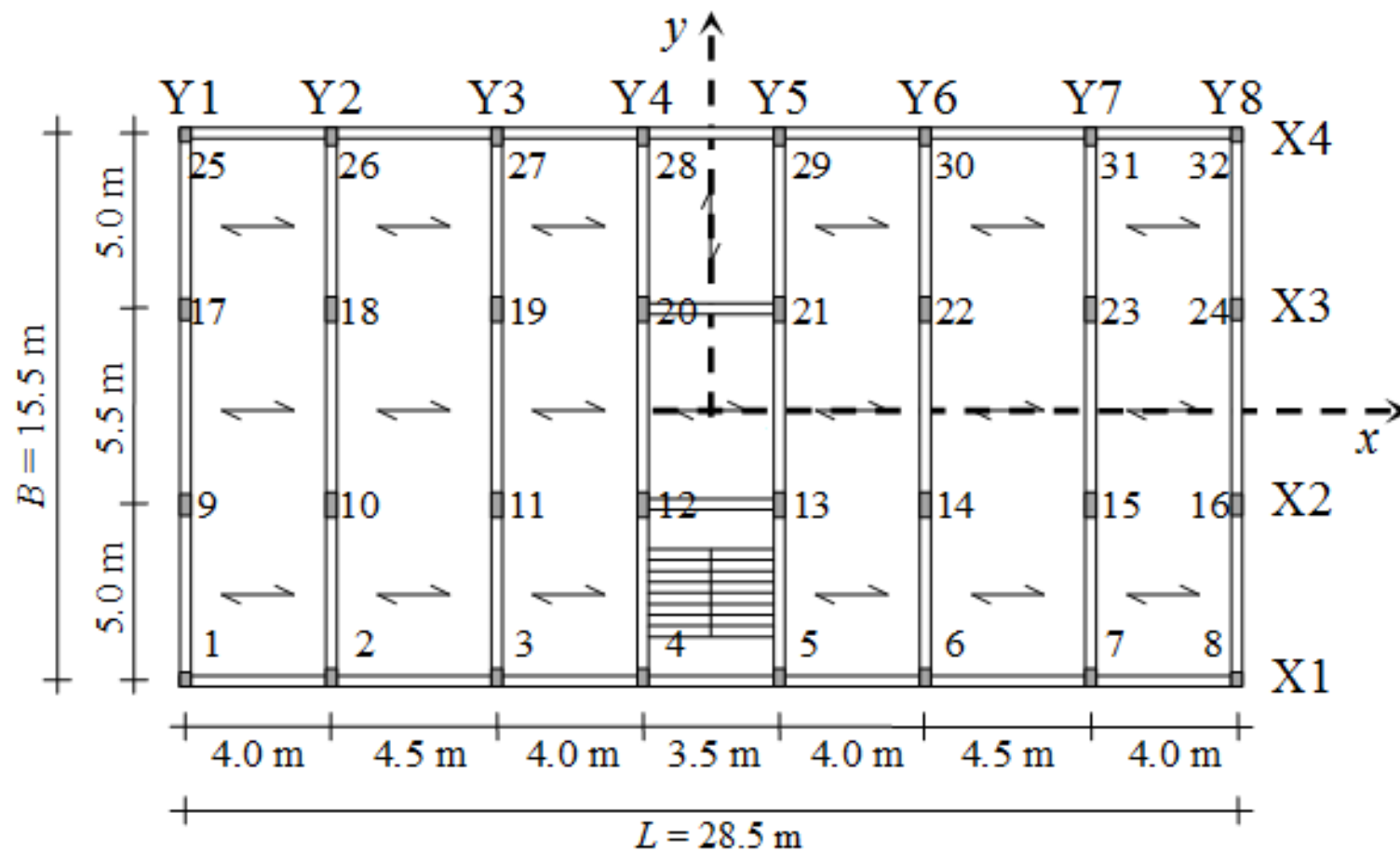
## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

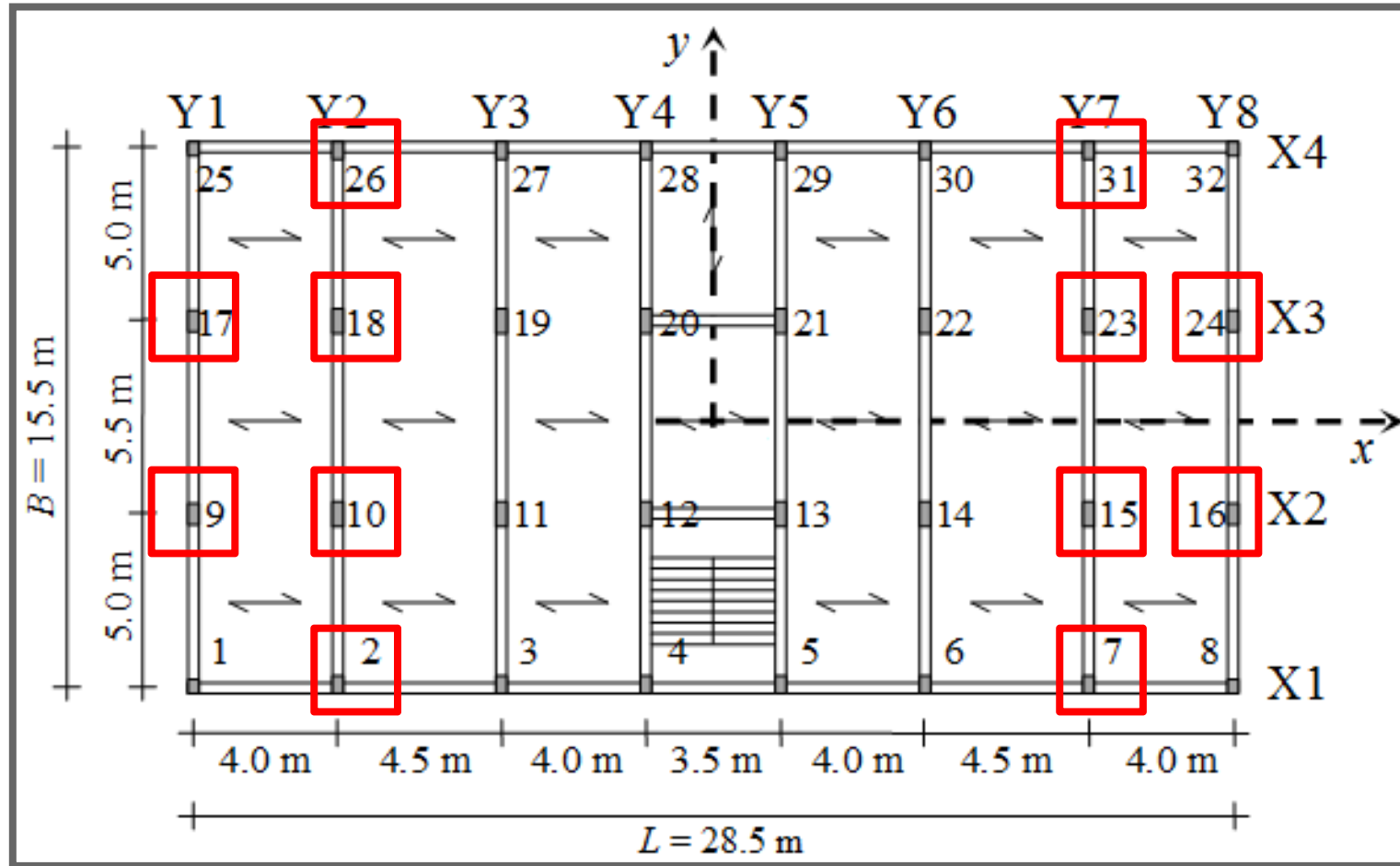
### Fattori morfologici (regolarità in pianta)

- Italia (NTC 2018):
  - Geometria in pianta approssimativamente simmetrica e compatta
  - Distribuzione di masse e rigidezze approssimativamente regolare rispetto alla geometria in pianta
- USA (IBC - Norme ASCE):
  - Rapporto tra spostamento massimo e medio di piano in campo elastico ( $\delta_{\max}/\delta_{av}$ ) sotto l'azione delle forze sismiche di piano e del momento torcente dovuto all'eccentricità accidentale di tali forze
    - $\delta_{\max}/\delta_{av} \leq 1,2$                       REGOLARITÀ
    - $1,2 < \delta_{\max}/\delta_{av} \leq 1,4$                       IRREGOLARITÀ
    - $\delta_{\max}/\delta_{av} > 1,4$                       ESTREMA IRREGOLARITÀ

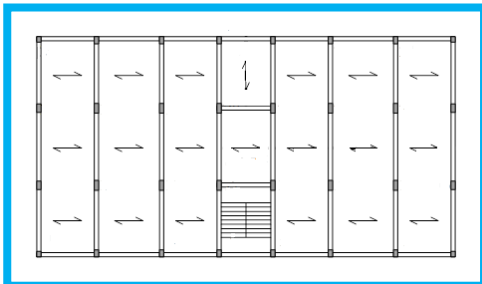
## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

### Fattori morfologici

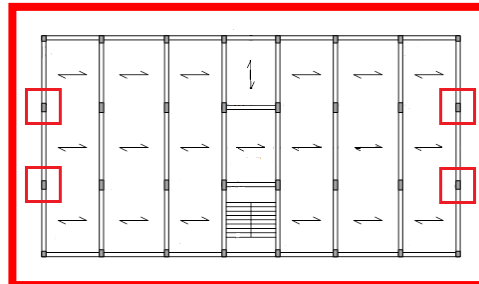




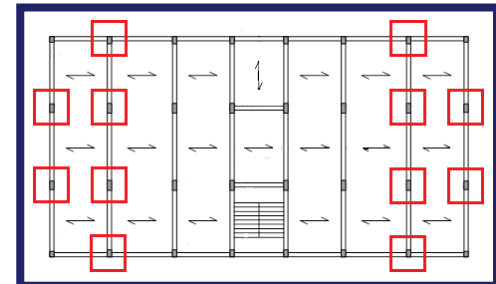
**A**

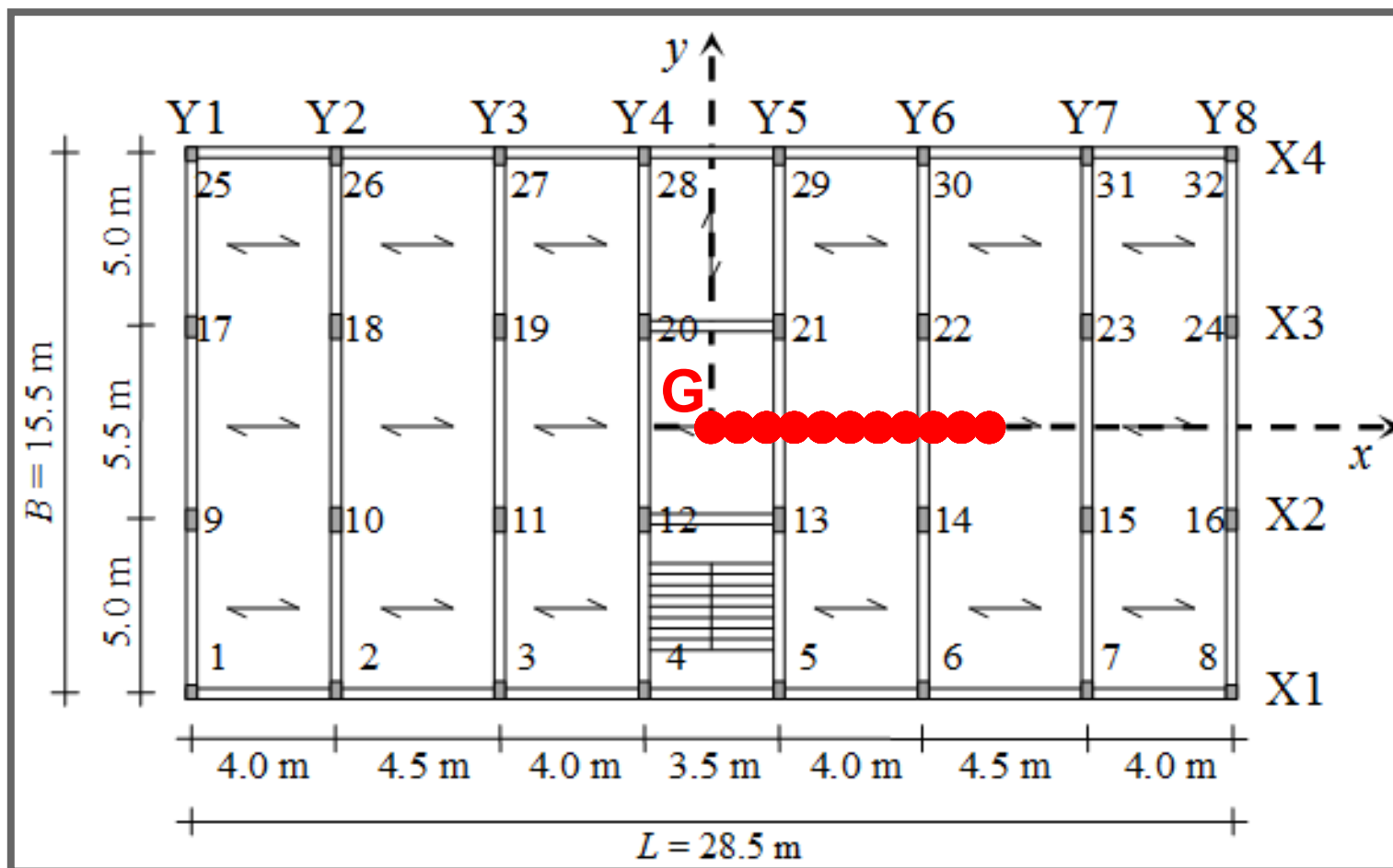


**B**



**C**





ANALISI LINEARI e NON LINEARI al variare della posizione del baricentro delle masse di piano G in direzione x ( $\Delta x_G = 2,5\%L$  da  $x_G = 0$  a  $x_G = 25\%L$ ) considerando azioni orizzontali in direzione y per ciascuna delle tre varianti dell'edificio

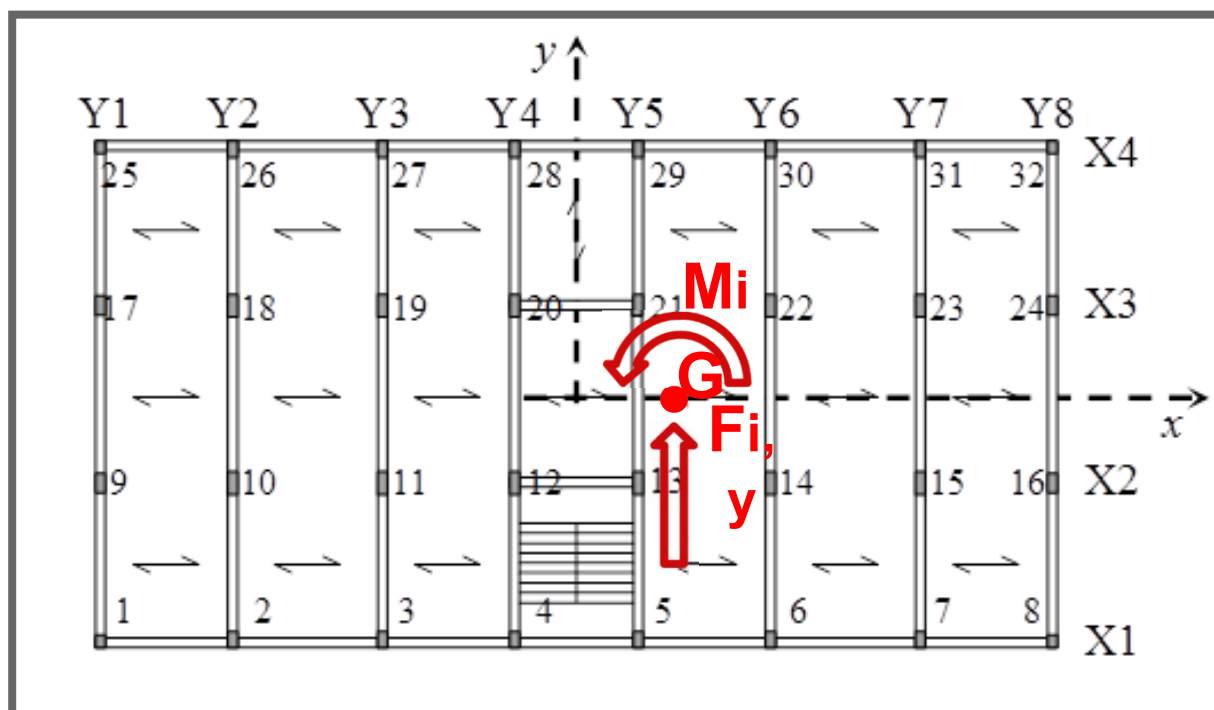
# ANALISI LINEARE

- Calcolo forze sismiche di piano

$$F_{i,y} = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

- Calcolo M torcente accidentale

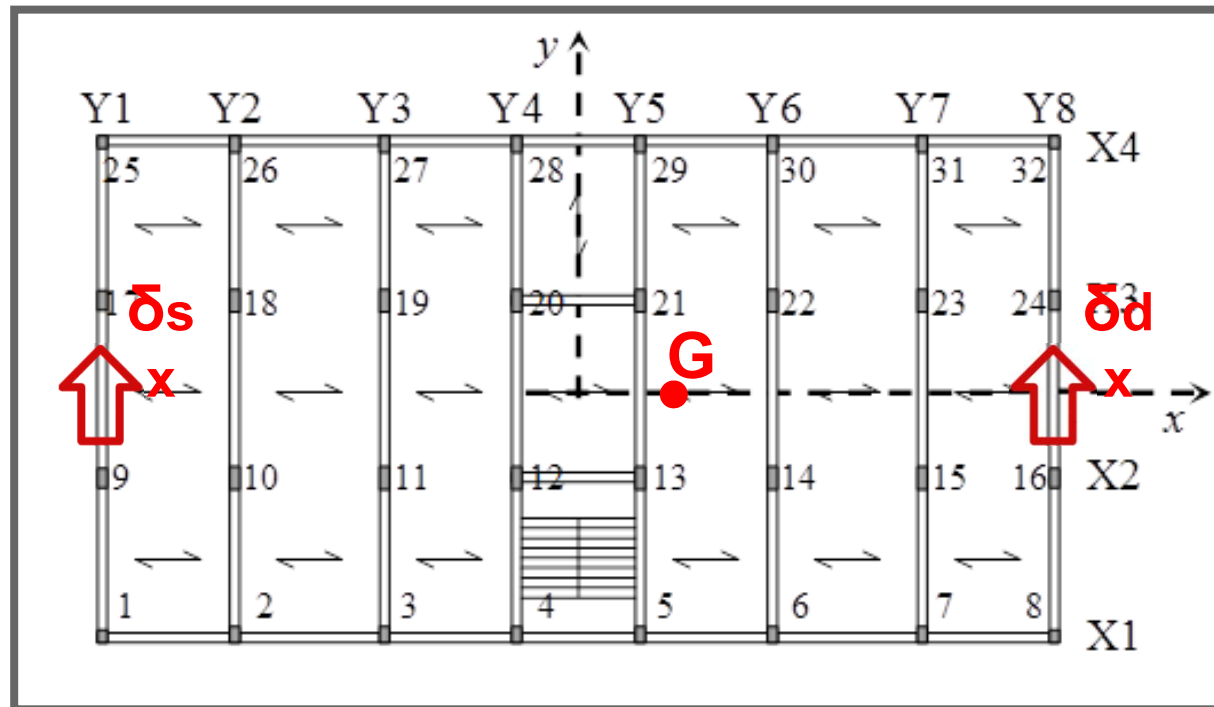
$$M_i = F_{i,y} \cdot (0,05 \cdot L)$$



## CALCOLO SPOSTAMENTI

- Calcolo spostamento medio  $\bar{\delta}_{av}$

$$\bar{\delta}_{av} = \frac{\delta_{sx} + \delta_{dx}}{2}$$

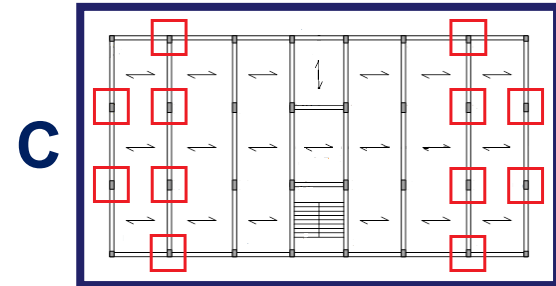
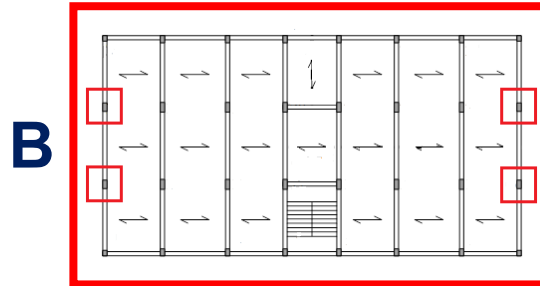
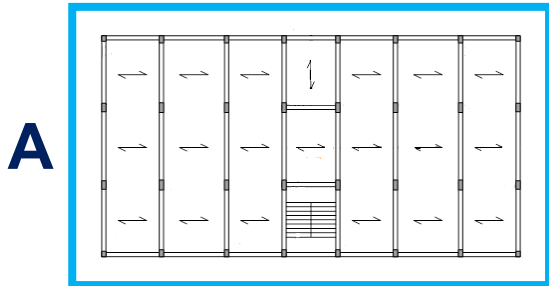
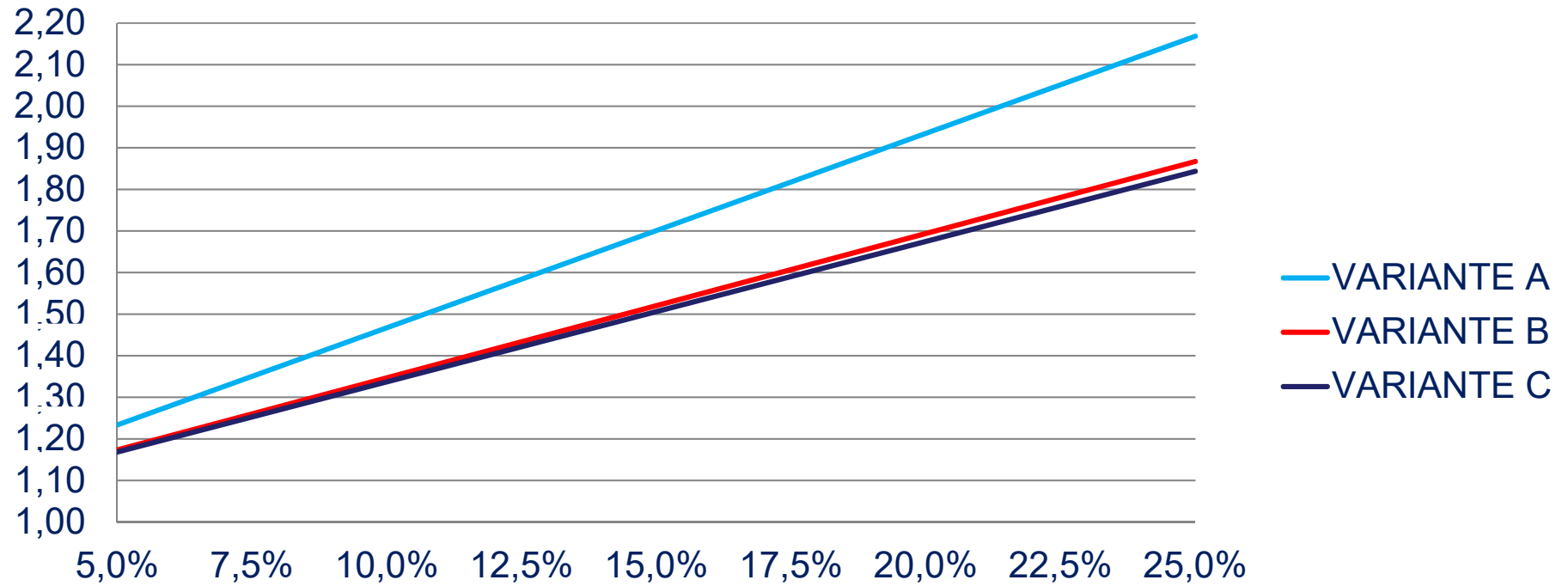


- Calcolo rapporto  $R_{\delta}$  al variare di  $x_G$

$$R_{\delta} = \frac{\delta_{max}}{\bar{\delta}_{av}}$$

# ANALISI LINEARE

## TRACCIAMENTO GRAFICO $R_{\delta}(x_G/L)$



## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

**Fattori di dettaglio:** «errata» disposizione delle armature, percentuali minime e massime armature al di fuori delle limitazioni ammesse dalle norme, e dimensioni minime delle sezioni dei pilastri non conformi ai minimi imposti dalle normative.

Questi elementi di vulnerabilità definiscono all'interno dell'organismo strutturale punti deboli il cui comportamento durante il terremoto potrebbe non garantire nè la resistenza nè la duttilità necessaria al superamento dell'evento sismico creando quindi fenomeni di collasso parziale o globale della struttura.



## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

**Fattori meccanici:** la scadente qualità dei materiali impiegati oppure una non corretta manutenzione e cura della struttura possono condurre ad avere edifici in cui le resistenze meccaniche delle sezioni strutturali sono decisamente basse

Ad es., i dati relativi alle prove di compressione sui calcestruzzi eseguiti dal Servizio Sismico della Regione Toscana nell'ambito del programma VSCA (Vulnerabilità Sismica edifici in Cemento Armato), per valutare la qualità dei conglomerati cementizi di alcuni edifici adibiti ad uso scolastico o adibiti a palestre, mostrano una carenza delle proprietà meccaniche dei calcestruzzi eseguiti negli anni 60, mentre la qualità riscontrata negli edifici più recenti appare decisamente migliore.

## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

### Fattori meccanici

Es. certificato di prove a compressione su cubetti (allegato al certificato di collaudo statico del 1973)

RISULTATI DELLE PROVE					
Dimensioni in cm.			Area premura cm <sup>2</sup>	Carico rottura	Osservazioni
Largh.	Lung.	Alt.		Unitario Kg/cm <sup>2</sup>	
15	15	15	225	387,5	
15	15	15	225	403,5	
15	15	15	225	390,6	
15	15	15	225	405,3	

## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

### Fattori meccanici

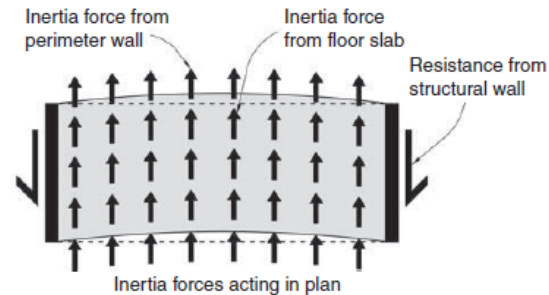
Es. certificato di prove a compressione su carote prelevate dalla struttura nel 2009

Provino	Data di prelievo	Data di prova	Diametro [mm]	L <sub>1</sub> [mm]	L <sub>2</sub> [mm]	Area provino [mm <sup>2</sup> ]	Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Tensione di rottura [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo di rottura
PT-28	30/07/09	31/08/09	94.5	180.0	183.0	7014	2143	17.65	S
PT- Z	30/07/09	31/08/09	94.5	180.5	183.0	7014	2105	12.87	NS
PT- 88	30/07/09	31/08/09	94.5	180.5	185.0	7014	2006	10.01	S
PT- 8	30/07/09	31/08/09	94.5	181.5	185.0	7014	2043	10.04	NS
P1- 39	30/07/09	31/08/09	94.5	168.0	173.0	7014	2104	17.62	S
P1 - S	30/07/09	31/08/09	94.5	180.0	184.0	7014	2047	11.69	NS
P1 -81	30/07/09	31/08/09	94.5	179.5	184.0	7014	2049	12.75	NS
P1 -Z'	30/07/09	31/08/09	94.5	180.5	184.0	7014	2041	13.00	S
P2 - 20	30/07/09	31/08/09	94.5	179.5	184.0	7014	2060	12.26	NS
P2- 69	30/07/09	31/08/09	94.5	180.0	183.0	7014	2067	12.25	S
P2 -T80-87	30/07/09	31/08/09	94.5	114.0	118.0	7014	2034	8.99	S

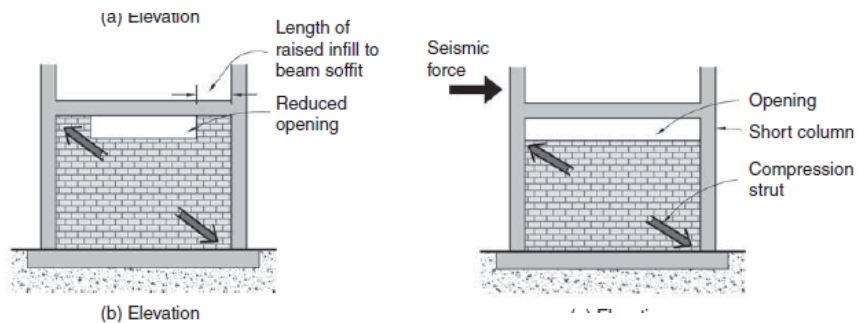
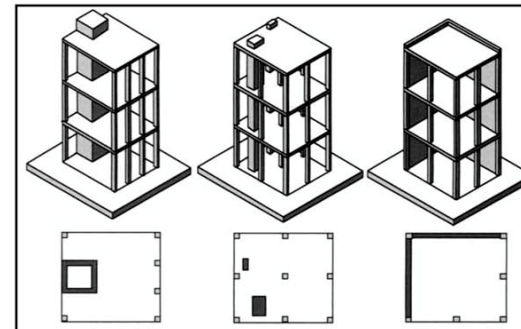
L<sub>1</sub> : Lunghezza del provino dopo il taglio della carota.  
L<sub>2</sub> : Lunghezza del provino dopo la cattura con malta cementizia  
La massa volumica apparente è stata determinata sul provino con lunghezza L<sub>1</sub>  
Tipo di rottura: S rottura soddisfacente, NS rottura non soddisfacente

## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI IN C.A.

- assenza di giunti sismici adeguati
- telai solo in una direzione
- assenza di piano rigido



- effetti torsionali in presenza di nuclei di controvento eccentrici
- interazione tra telai e tamponature



## NTC2018 - Cap. 8 (Edifici esistenti) - Principali novità

- Introduzione di parametri sintetici (**coefficienti  $\zeta$** ) per definire il livello di sicurezza nei confronti dei carichi statici e sismici
- In alcuni casi possibilità di **adeguare** sismicamente considerando una percentuale dell'azione sismica pari **all'80%** (**volontà di distribuire il numero di interventi ad un numero maggiore di edifici**)
- Indicazioni più ragionate per progettare la campagna di indagini sui dettagli costruttivi nelle strutture in c.a. (o per il rilievo dei dettagli negli edifici in muratura)
- Possibilità di adottare valore di FC diversi per una stessa costruzione (per gruppi di elementi o diversi per materiale)
- Indicazioni aggiuntive sui ponti esistenti

## NTC2018 - Cap. 8 (Edifici esistenti) - Principali novità

- Possibilità di adeguare sismicamente considerando una percentuale dell'azione sismica pari all'80% (**volontà di distribuire il numero di interventi ad un numero maggiore di edifici**)

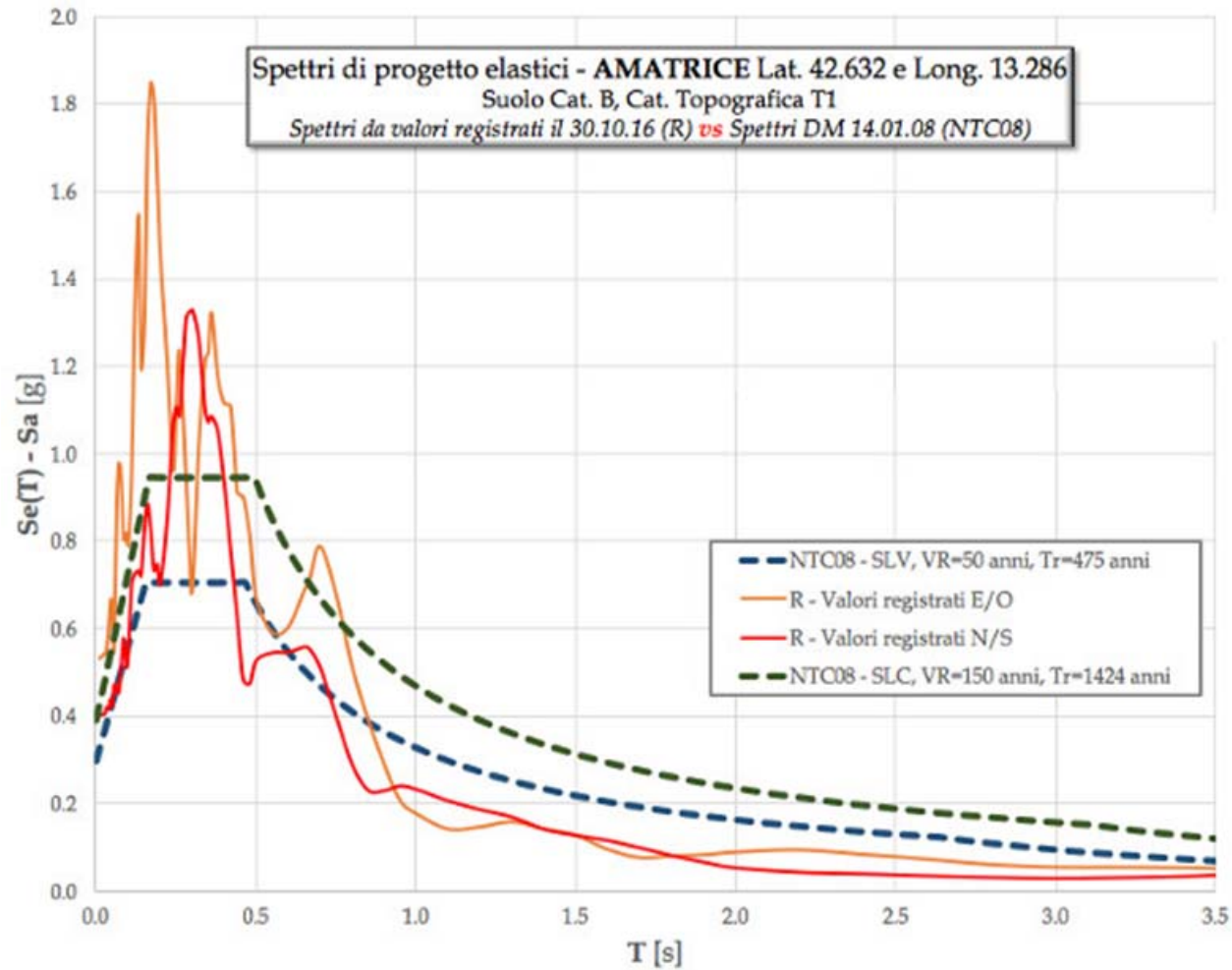
### Vulnerabilità indotta

- vulnerabilità bassa
- vulnerabilità media
- vulnerabilità alta



## NTC2018 - Cap. 8 (Edifici esistenti) - Principali novità

### SPELTRO REALE E SPELTRO DI PROGETTO



## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI IN C.A.

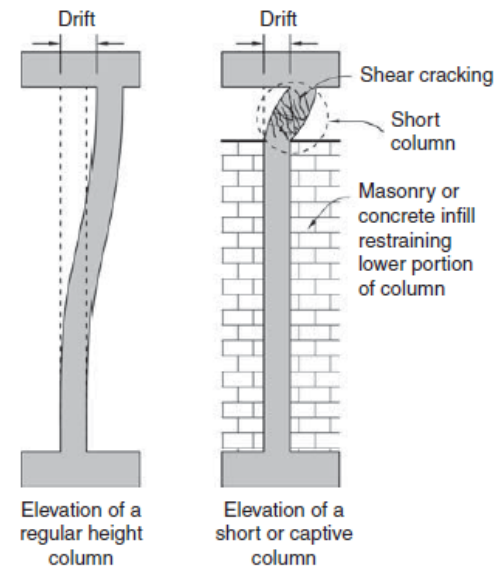
- ribaltamento fuori piano dei pannelli di tamponamento a causa dell'insufficiente collegamento con travi e pilastri
- formazione di meccanismi di piano debole per distribuzione non uniforme di tamponamenti o elementi di controvento in pianta ed altezza (es. presenza di porticati al piano terra)





## VULNERABILITA' TIPICHE DEGLI EDIFICI IN C.A.

- crisi per taglio dei pilastri con altezza libera ridotta a causa di parziale interazione con le tamponature (es. in presenza di finestre a nastro)



- scarsa resistenza del sistema di fondazione con probabile attivazione di moti di corpo rigido globali o crisi locali per schiacciamento

### **8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (DI EDIFICI ESISTENTI)**

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa.

L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

### 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (DI EDIFICI ESISTENTI)

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso)
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi

### 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (DI EDIFICI ESISTENTI)

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

– **riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti** dovuta a:

significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione

danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali

### 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (DI EDIFICI ESISTENTI)

- provati gravi errori di progetto o di costruzione
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 (miglioramento e adeguamento sismico)
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

### **8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (DI EDIFICI ESISTENTI)**

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

## 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA FONDAZIONI

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti **importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni** o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto

## 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

### FONDAZIONI

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che **per le costruzioni in classe d'uso IV**, per le quali **sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6**; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6.



### 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATI LIMITE

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il **rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione;**

l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il **rapporto  $\zeta_{V,i}$  tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.**

## 8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- ***interventi di riparazione o locali***: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- ***interventi di miglioramento***: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- ***interventi di adeguamento***: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

## 8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

**Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista**, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

### 8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati
- impedire meccanismi di collasso locale
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura

### **8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

## 8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

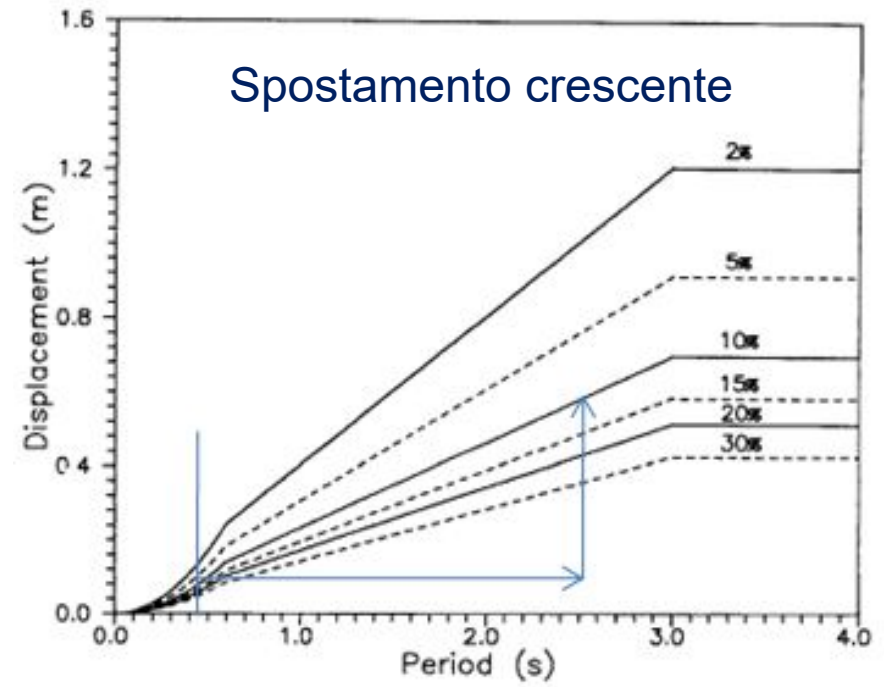
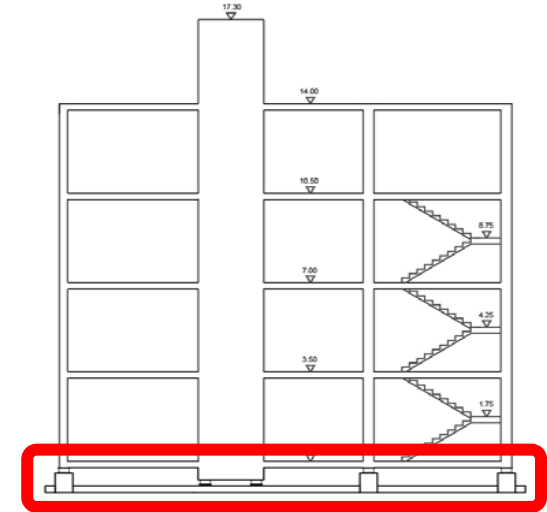
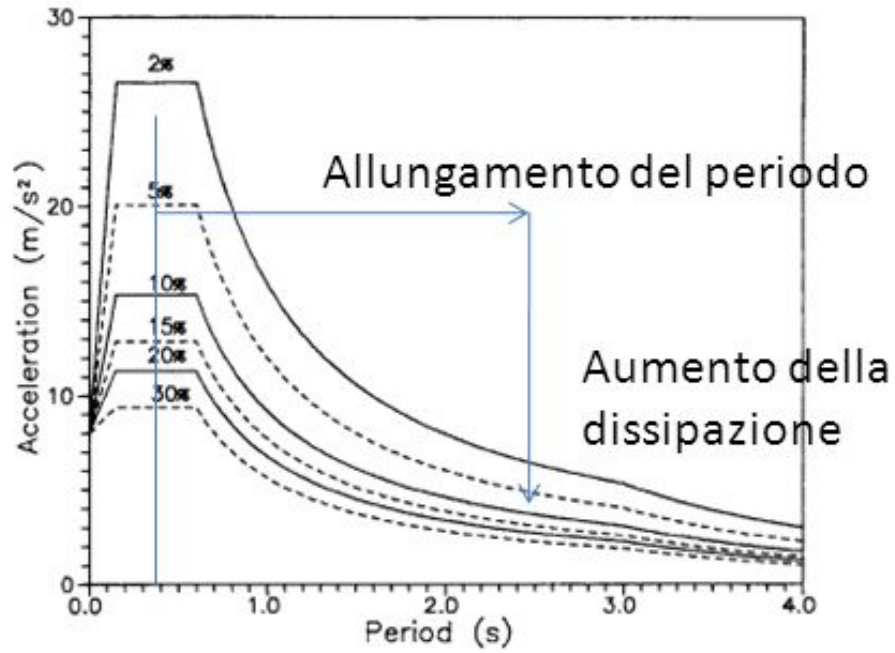
La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, **il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità**. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le **costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6**

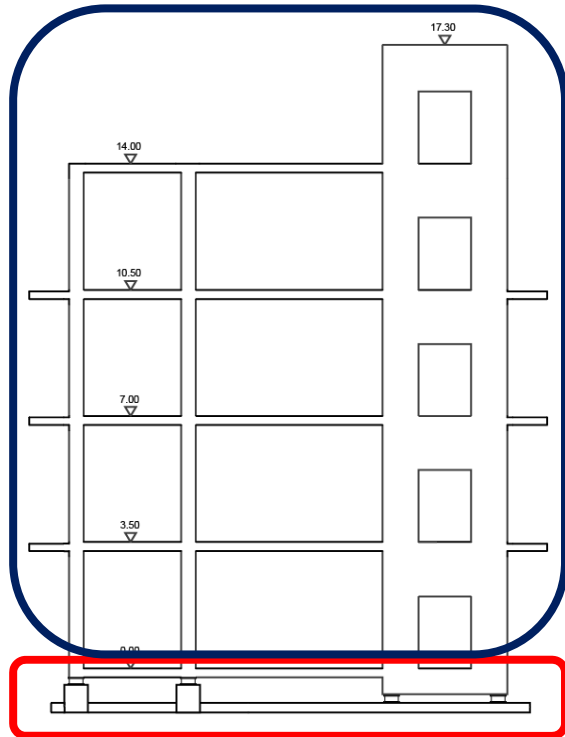
mentre per le rimanenti **costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1**.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .

# BOZZA CIRCOLARE NTC 2018



## BOZZA CIRCOLARE NTC 2018

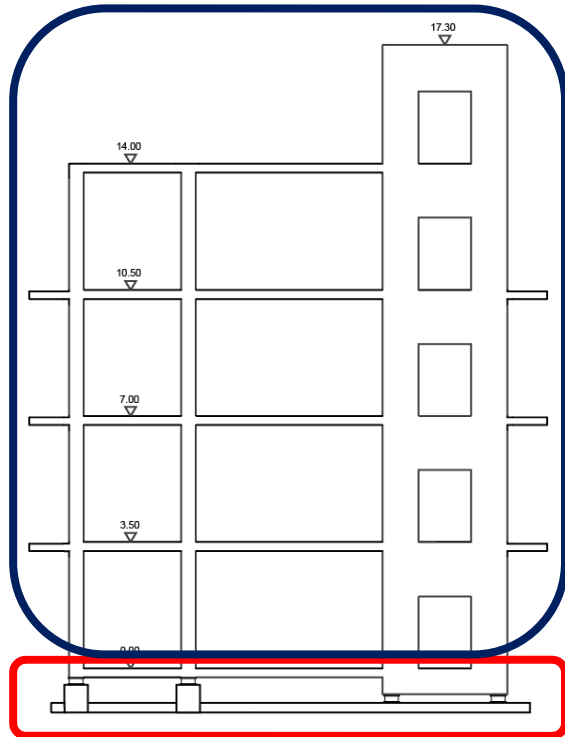


$$\zeta_E \leq 1,0$$

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .



## BOZZA CIRCOLARE NTC 2018



Il sistema di isolamento deve garantire (7.10.2):

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali
- dissipazione di energia con meccanismi isteretici e/o viscosi
- ricentraggio del sistema
- vincolo laterale, con adeguata rigidità sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici)

### 8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani;

### 8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

**Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere  $\zeta_E \geq 1,0$ . Nei casi c) ed e) si può assumere  $\zeta_E \geq 0,80$ .**

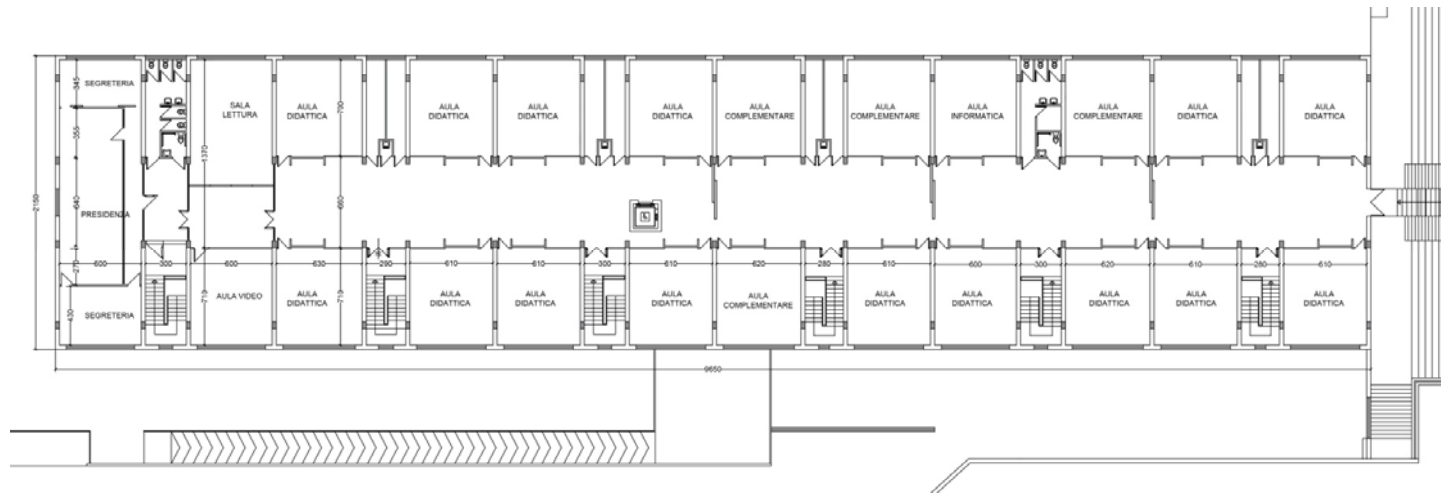
Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

## CONSIDERAZIONI SUI COEFFICIENTI $\zeta_V$ E $\zeta_E$

### VERIFICA PER CARICHI STATICI

Due edifici possono presentare lo stesso valore minimo di  $\zeta_V$ , ma richiedere interventi di rinforzo diversi e/o più o meno estesi



Esempio: tutti i solai presentano valori di  $\zeta_V = 0,4$  oppure solo un solaio presenta un valore di  $\zeta_V = 0.4$ , mentre gli altri hanno  $\zeta_V > 1.0$

Importante che il progettista nell'apposita relazione di verifica di vulnerabilità precisi non solo i valori dei coefficienti zita, ma indichi anche i fattori che li determinano e gli aspetti che possono essere definiti solo in maniera qualitativa

## CONSIDERAZIONI SUL CALCOLO DEI COEFFICIENTI $\zeta_V$ E $\zeta_E$

VERIFICA PER CARICHI STATICI  
(CON O SENZA RIDISTRIBUZIONE ???)

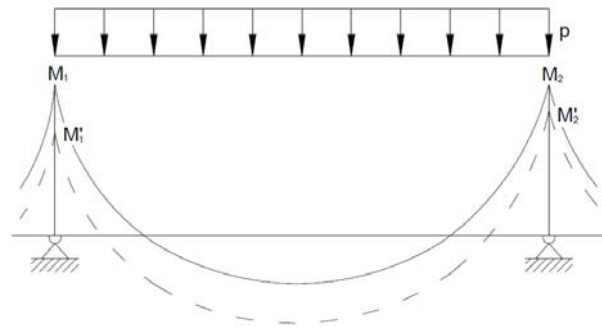


Figura C4.1.1 *Ridistribuzione dei momenti per travi continue*

VERIFICA PER CARICHI SISMICI  
(ELASTICA LINEARE, NONLINEARE ???)

## 8.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

**Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi.** Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

- Es.
- **piano rigido ?**
  - **giunti di ampiezza adeguata ?**
  - **blocco scale e ascensore collegati o meno al resto della struttura**
  - **fondazioni**
  - **interazione con i tamponamenti**
  - **.....**

### **8.5.1. ANALISI STORICO-CRITICA**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.

### **8.5.2. RILIEVO**

.....

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

### **8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**

**Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in *situ* e su indagini sperimentali.** Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici , dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione.

**I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.**

Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse deve essere effettuata a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.



#### 8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i “**livelli di conoscenza**” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

#### **LC1 - LC2 - LC3**

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: **geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali**, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso. Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

### 8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, **assegnando a  $\gamma_G$  valori esplicitamente motivati**. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

## 8.6. MATERIALI

Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità, ovvero quelli elencati al Capitolo 12.

Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello impiegato originariamente nella costruzione, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

## 8.7. PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti, specie se soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità.

**Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.**

### 8.7.2. COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO

Nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un'opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

I meccanismi “**duttili**” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione;

i meccanismi “**fragili**” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

## **8.7.2. COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO**

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni.

Nel caso di demolizioni o interventi su organismi in c.a. facenti parte di aggregati edilizi è fatto obbligo al progettista di operare indagini e/o verifiche atte ad accertare, preliminarmente, l'assenza di interazioni con i corpi adiacenti, al fine di poter escludere il prodursi, su di essi, di modifiche in senso negativo del comportamento strutturale a seguito delle demolizioni o degli interventi.



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

## DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Edificio Scolastico in c.a.#







UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

## DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Edificio Scolastico in c.a.#





UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

## DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Edificio Scolastico in c.a.#







## DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

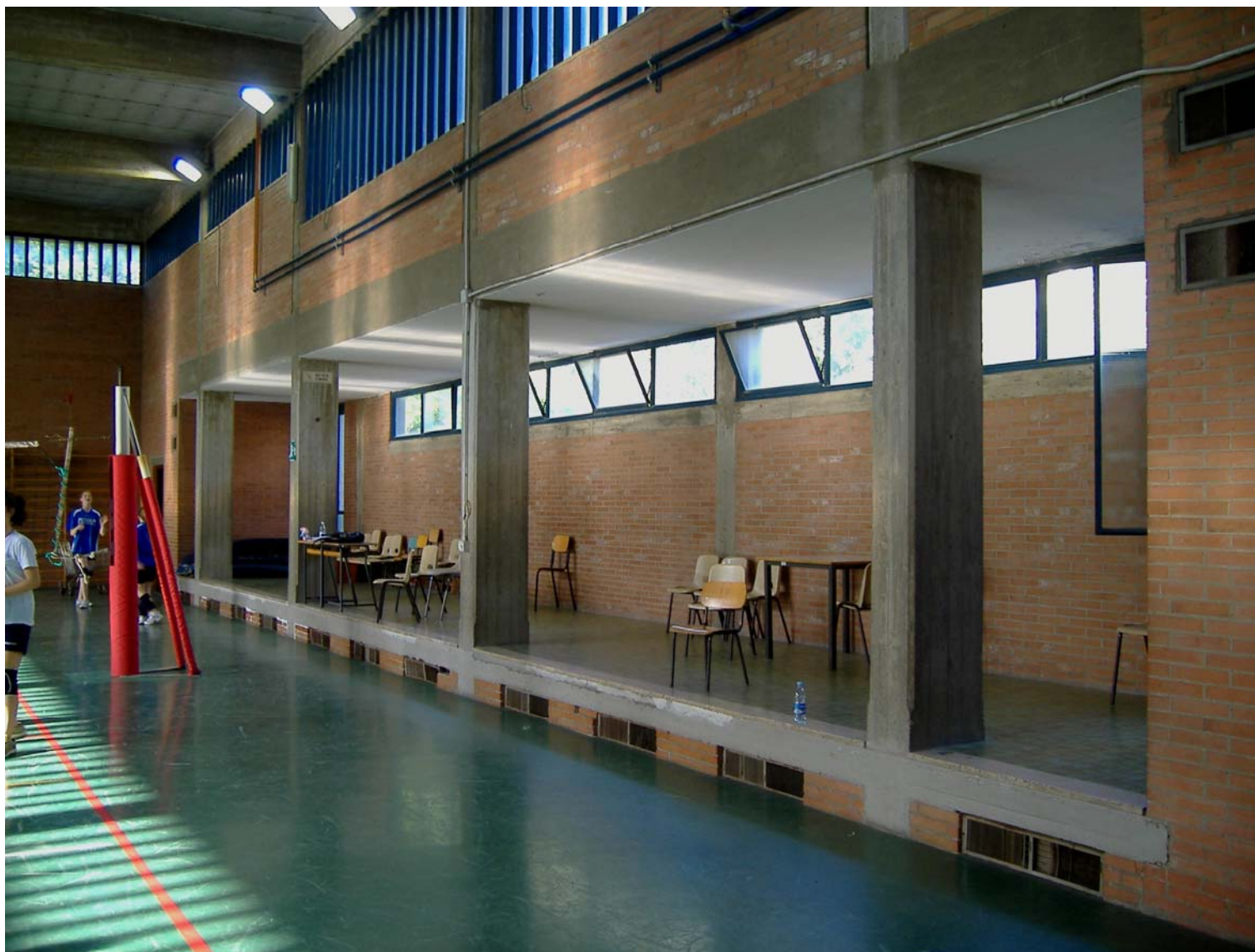
### Edificio Scolastico in c.a.#





## DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

### Edificio Scolastico in c.a.#





# DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

## Edificio Scolastico in c.a.#





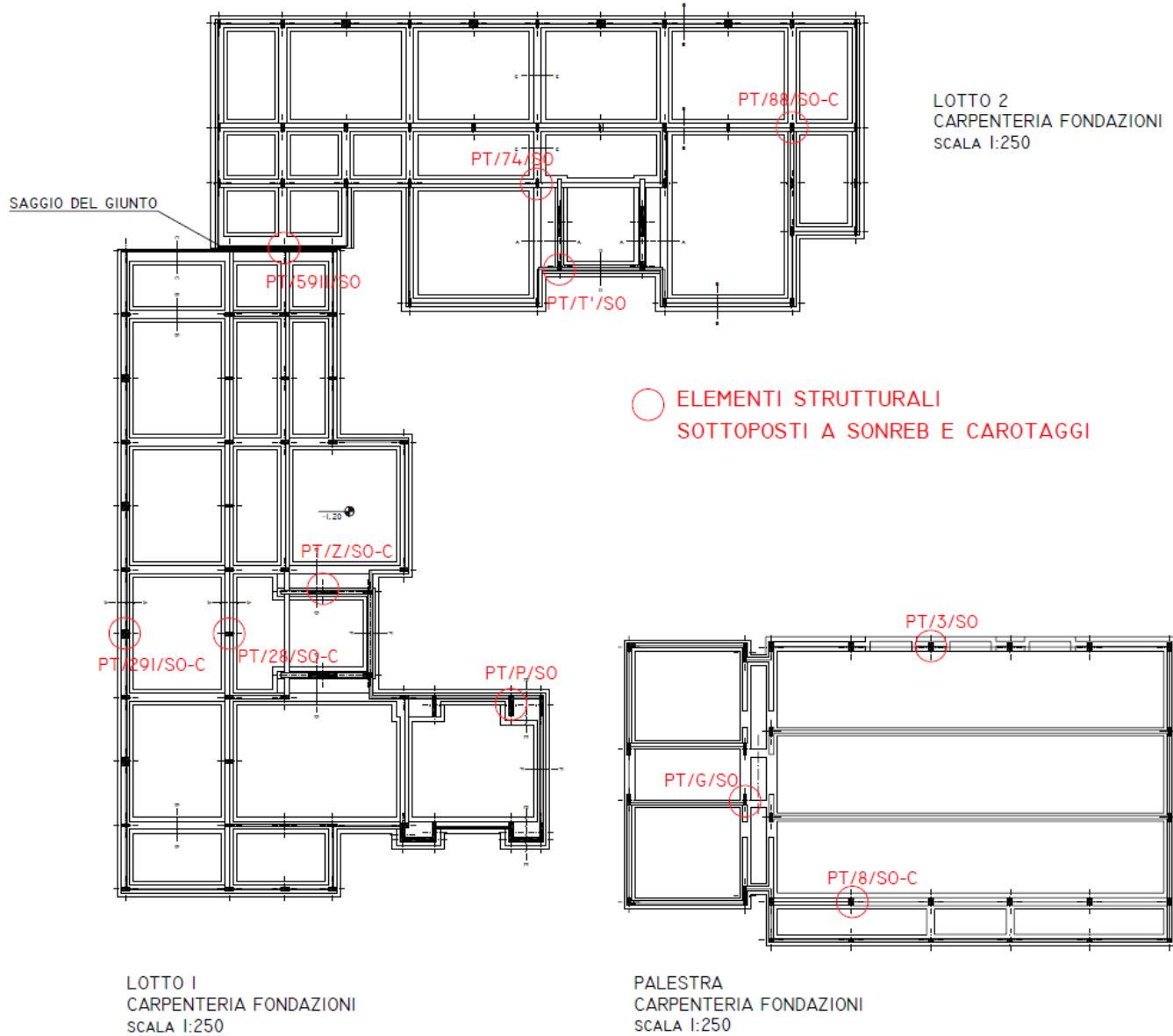


## DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO



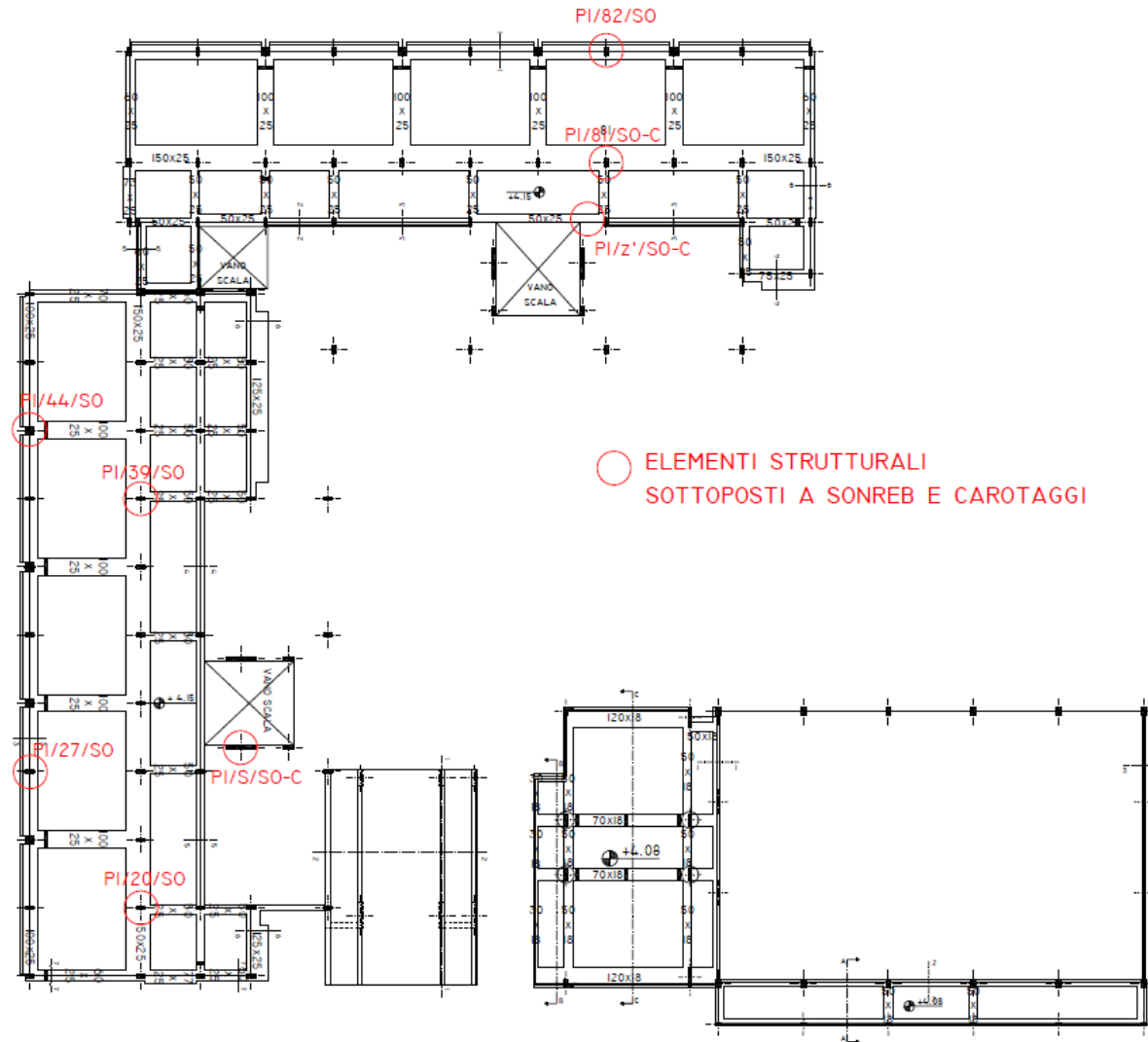


## Prove sui materiali#



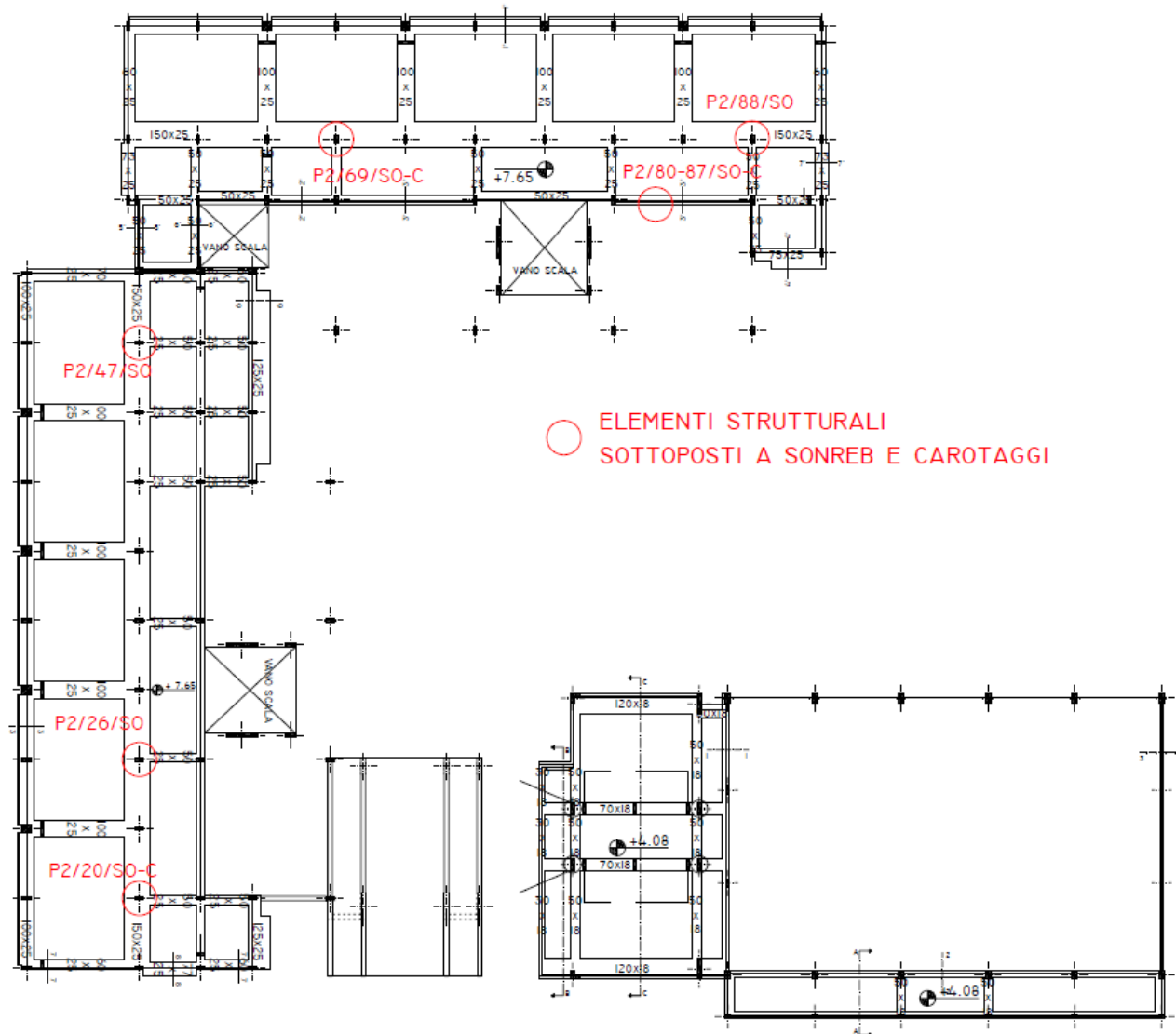


CARPENTERIA PIANO +4.15  
SCALA 1:250



LOTTO I  
CARPENTERIA PIANO +4.15  
SCALA 1:250

PALESTRA  
CARPENTERIA +4.40  
SCALA 1:250



LOTTO 1  
CARPENTERIA PIANO +7.65  
SCALA 1:250

PALESTRA  
CARPENTERIA +4.40  
SCALA 1:250



Carotaggio su pilastro



Carotaggio su trave





PT/88/SO-C sonreb



PT/88/SO-C sonreb e carota



PT/74/SO sonreb



PT/59II/SO sonreb



PT-88



PT-8



P1-39



P1-S



Provino	Data di prelievo	Data di prova	Diametro [mm]	L <sub>1</sub> [mm]	L <sub>2</sub> [mm]	Area provino [mm <sup>2</sup> ]	Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Tensione di rottura [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo di rottura
PT-28	30/07/09	31/08/09	94.5	180.0	183.0	7014	2143	17.65	S
PT- Z	30/07/09	31/08/09	94.5	180.5	183.0	7014	2105	12.87	NS
PT- 88	30/07/09	31/08/09	94.5	180.5	185.0	7014	2006	10.01	S
PT- 8	30/07/09	31/08/09	94.5	181.5	185.0	7014	2043	10.04	NS
P1- 39	30/07/09	31/08/09	94.5	168.0	173.0	7014	2104	17.62	S
P1 - S	30/07/09	31/08/09	94.5	180.0	184.0	7014	2047	11.69	NS
P1 -81	30/07/09	31/08/09	94.5	179.5	184.0	7014	2049	12.75	NS
P1 -Z'	30/07/09	31/08/09	94.5	180.5	184.0	7014	2041	13.00	S
P2 - 20	30/07/09	31/08/09	94.5	179.5	184.0	7014	2060	12.26	NS
P2- 69	30/07/09	31/08/09	94.5	180.0	183.0	7014	2067	12.25	S
P2 -T80-87	30/07/09	31/08/09	94.5	114.0	118.0	7014	2034	8.99	S

L<sub>1</sub> : Lunghezza del provino dopo il taglio della carota.

L<sub>2</sub> : Lunghezza del provino dopo la cappatura con malta cementizia

La massa volumica apparente è stata determinata sul provino con lunghezza L<sub>1</sub>

Tipo di rottura: S rottura soddisfacente, NS rottura non soddisfacente



## 2. Prove su materiali

I valori delle prove sono riportati in allegato A e B del presente documento.

### 2.1 *Resistenza stimata dalle prove distruttive*

Le resistenze cubiche standardizzate  $R_c$  sono stimate tramite la seguente formula:

$$R_c = f_{car} \cdot \frac{2,5}{1,5 + D/H}$$

dove:  $D$  è il diametro della carota e  $H$  è l'altezza (compresa cappatura).

Il valore medio ottenuto è:

$$R_{cm}^{carote} = 16.12 \text{ N/mm}^2$$

Per maggiori dettagli relativi al trattamento dei dati si veda la relazione di calcolo.



## 2.2 Resistenza stimata dalle prove sonreb

La resistenza cubica è stata stimata dalle prove non distruttive sonreb utilizzando differenti approcci:

- i) Seguendo indicazioni di letteratura (Del Monte et al., 2004)

$$R_c = 4.4 \cdot 10^7 (I_r^2 \cdot V_{us}^3)^{0.5634}, \quad (1)$$

dove  $I_r$  è l'indice di rimbalzo,  $V_{us}$  è la velocità degli ultrasuoni espressa in m/s,  $R_c$  è la resistenza cubica stimata in N/mm<sup>2</sup>;

- ii) Effettuando una calibrazione delle seguenti formule parametriche:

$$R_c = a_1 (I_r^2 \cdot V_{us}^3)^{0.5634}, \quad (2)$$

$$R_c = b_1 (I_r^2 \cdot V_{us}^3)^{b_2}, \quad (3)$$

$$R_c = c_1 \cdot I_r^{c_2} \cdot V_{us}^{c_3}, \quad (4)$$

dove  $a_i$ ,  $b_i$  e  $c_i$  sono coefficienti stimati sui dati delle prove distruttive tramite una regressione non lineare ai minimi quadrati.

Le prove hanno fornito indici di rimbalzo compresi tra 22 e 46 e velocità comprese tra 2759 e 3671 m/s.





Le espressioni (2) e (3) sono derivate dalla (1) liberando progressivamente i coefficienti sperimentali, mentre la (4) rappresenta un'ulteriore generalizzazione della (1).

I risultati delle regressioni sui dati di resistenza cubica stimati dalle carote portano alle seguenti espressioni:

$$R_c = 0.3341 \cdot 10^{-6} (I_r^2 \cdot V_{us}^3)^{0.5634}, \quad (5)$$

$$R_c = 1.8636 \cdot 10^{-3} (I_r^2 \cdot V_{us}^3)^{0.2898}, \quad (6)$$

$$R_c = 0.7437 \cdot 10^{-6} \cdot I_r^{-0.0660} \cdot V_{us}^{2.1188}. \quad (7)$$

In tabella si riportano le medie, le deviazioni standard e i coefficienti di variazione della resistenza come stimata dalle carote e dalle sonreb (applicando le formule (1), (5), (6) e (7) sia alle sole sonreb sulle quali è stata effettuata la calibrazione sulle resistenze delle carote corrispondenti che a tutte le sonreb).



In tabella si riportano le medie, le deviazioni standard e i coefficienti di variazione della resistenza come stimata dalle carote e dalle sonreb (applicando le formule (1), (5), (6) e (7) sia alle sole sonreb sulle quali è stata effettuata la calibrazione sulle resistenze delle carote corrispondenti che a tutte le sonreb).

		$R_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	deviazione standard [N/mm <sup>2</sup> ]	coefficiente di variazione
Carote		<b>16.12</b>	3.22	0.20
Formula (1)	solo sonreb con carota	20.28	6.73	0.33
	tutte le sonreb	19.72	5.80	0.29
Formula (5)	solo sonreb con carota	15.40	5.11	0.33
	tutte le sonreb	14.97	4.40	0.29
Formula (6)	solo sonreb con carota	16.12	2.68	0.17
	tutte le sonreb	<b>15.92</b>	2.36	0.15
Formula (7)	solo sonreb con carota	16.12	2.84	0.18
	tutte le sonreb	15.83	2.31	0.15



Alla luce dei risultati si effettuano le seguenti considerazioni:

- 1) La formula di Del Monte et al. (1) sovrastima la resistenza media delle sonreb rispetto alle carote corrispondenti ed è pertanto da scartarsi.
- 2) In tutte le regressioni (e anche con la formula di Del Monte et al.) le sonreb cui non corrisponde una carota risultano in una resistenza leggermente inferiore a quella stimata sulle sonreb di calibrazione; ne consegue che ragionevolmente gli elementi su cui non sono state effettuate le prove distruttive siano effettivamente dotati di resistenza leggermente inferiore alla media.
- 3) Nelle regressioni (6-7) il valor medio della resistenza stimata è confrontabile con quello delle carote.
- 4) Delle tre formule su cui è stata effettuata la regressione:
  - a. L'espressione (5) presenta un'eccessiva "rigidezza", essendo vincolata al coefficiente esponenziale calibrato da Del Monte et al. su differenti tipologie di calcestruzzo, ne è prova l'errata stima del valor medio (seppure migliore dell'applicazione diretta della (1));
  - b. L'espressione (7), viceversa, presenta un'eccessiva "flessibilità", soprattutto in relazione al numero di prove utilizzate per la calibrazione, ne è prova il valore negativo del coefficiente  $c_2$  ottenuto;
  - c. L'espressione (6) rappresenta il migliore compromesso: è sufficientemente flessibile per adattarsi ai dati e consente una buona stima del valor medio delle prove; i coefficienti ottenuti sono per altro dello stesso ordine di grandezza di quelli delle formule di letteratura.

Si sceglie dunque di utilizzare l'espressione (6) per la stima della resistenza dalle sonreb, da cui

$$R_{cm}^{sonreb} = 15.92 \text{ N/mm}^2. \quad (8)$$





### **2.3 Resistenza media**

Il valore della resistenza media è ottenuto come media delle prove distruttive e delle sonreb, utilizzando per queste ultime il peso 1/3, in accordo con l'indicazione della Circolare al DM 14/01/08 che prevede la sostituzione delle prove distruttive con un numero triplo di prove non distruttive.

Il risultato finale per la resistenza media è dunque:

$$R_{cm} = 16.03 \text{ N/mm}^2.$$



## 1.4. Valori utilizzati nelle verifiche

Ai fini delle verifiche sono stati impiegati i seguenti valori di progetto delle resistenze dei materiali:

- Verifiche nei confronti di meccanismi duttili (flessione di travi e presso-flessione di pilastri “poco” impegnati a sforzo normale)

$$f_{cd} = f_{c,sper.} / FC = 13.31 / 1.35 = 9.86 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk,stim.} / FC = 375 / 1.15 = 326.09 \text{ N/mm}^2$$

- Verifiche nei confronti di meccanismi fragili (taglio in tutti gli elementi e presso-flessione in pilastri “molto” impegnati a sforzo normale)

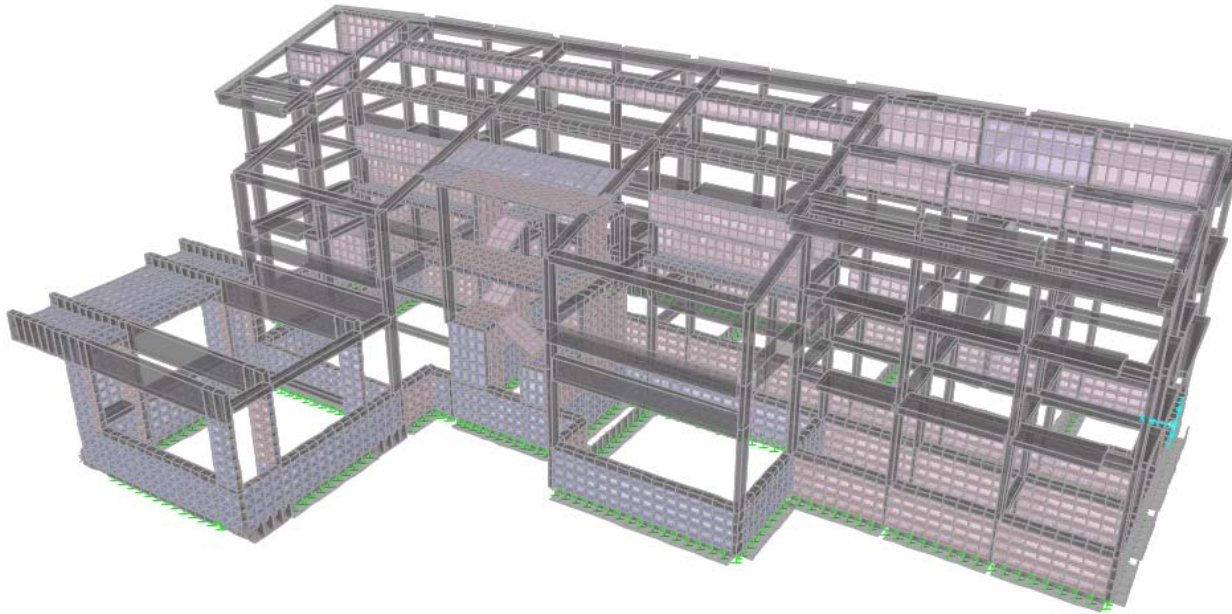
$$f_{cd} = f_{c,sper.} / (\gamma_c \cdot FC) = 13.31 / (1.5 \cdot 1.35) = 6.57 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk,stim.} / (\gamma_s \cdot FC) = 375 / (1.15 \cdot 1.35) = 241.55 \text{ N/mm}^2$$

Infine, relativamente all'acciaio si è considerato, in base alle tipologie di acciaio utilizzate all'epoca della costruzione, un materiale avente tensione di snervamento caratteristica:

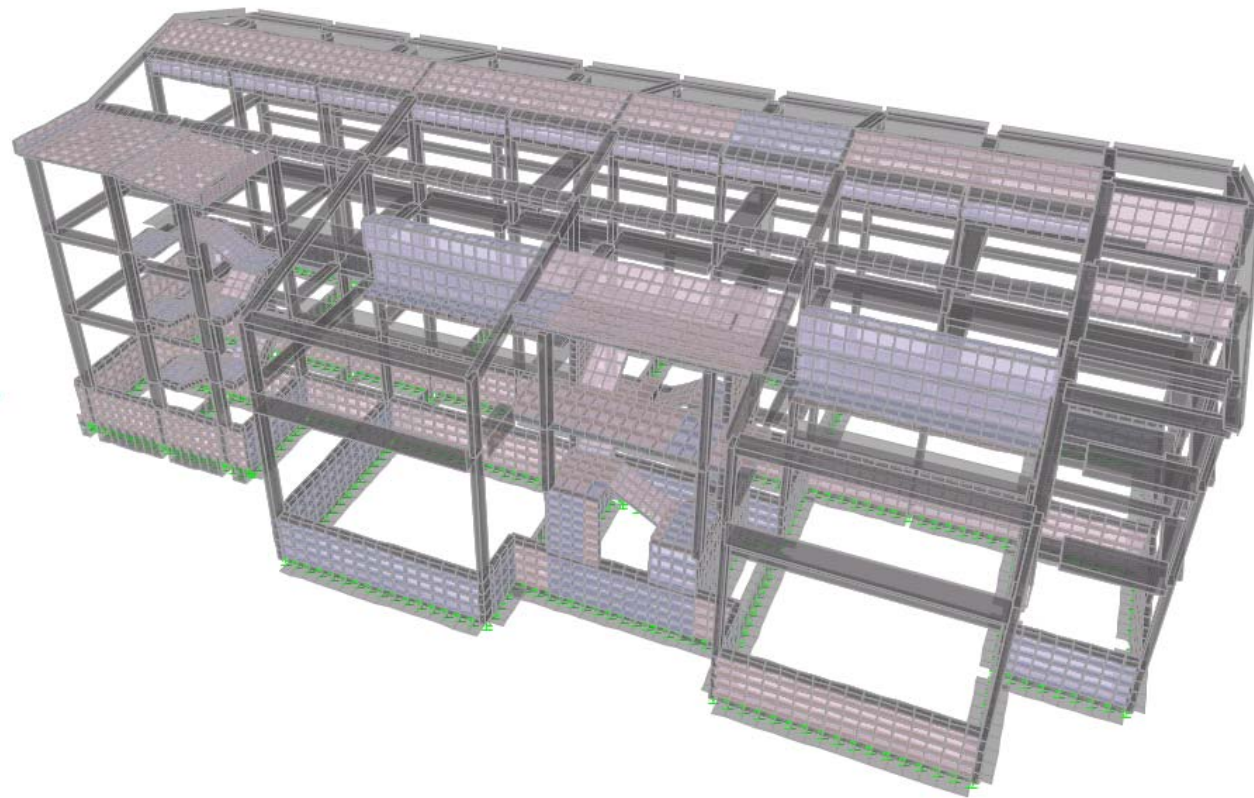
$$f_{yk,stim} = 375 \text{ N/mm}^2 \quad \text{corrispondente ad un Fe B 38 k.}$$

# Modello FEM#



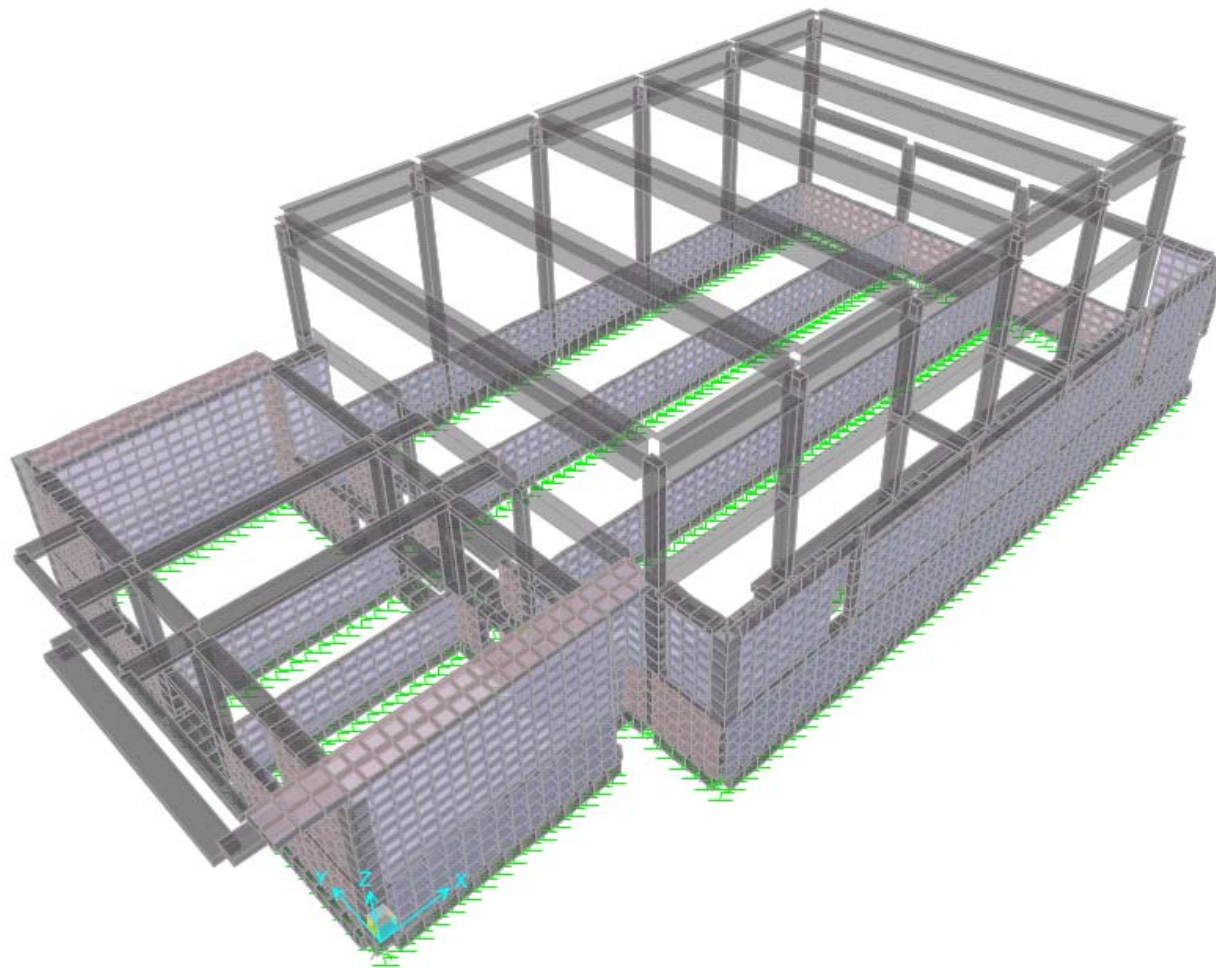


## Modello FEM#



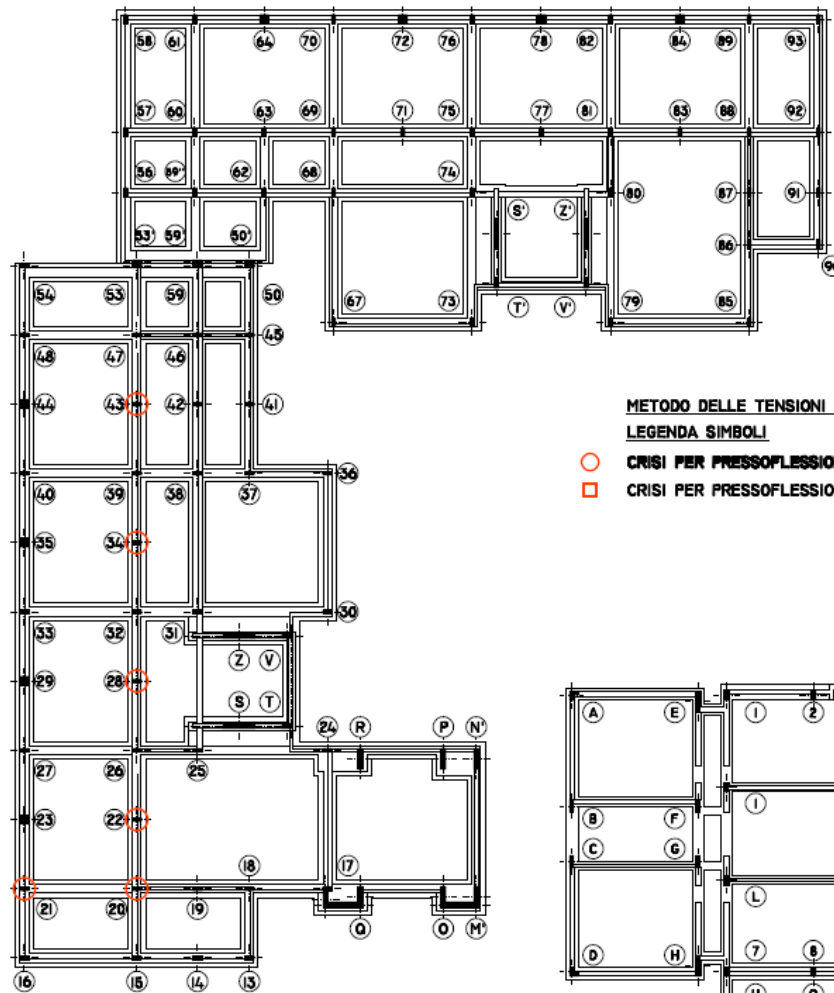


## Modello FEM#

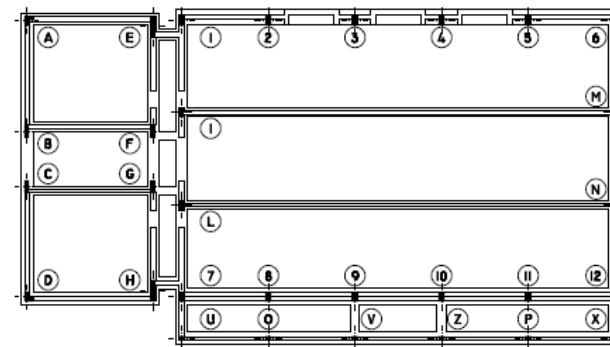




LOTTO 2  
CARPENTERIA FONDAZIONI  
SCALA 1:250

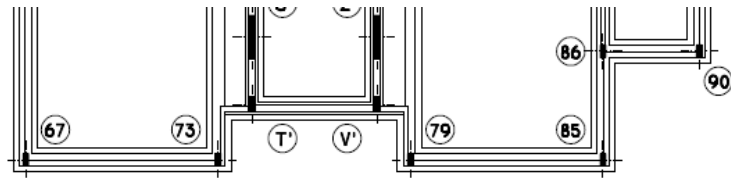
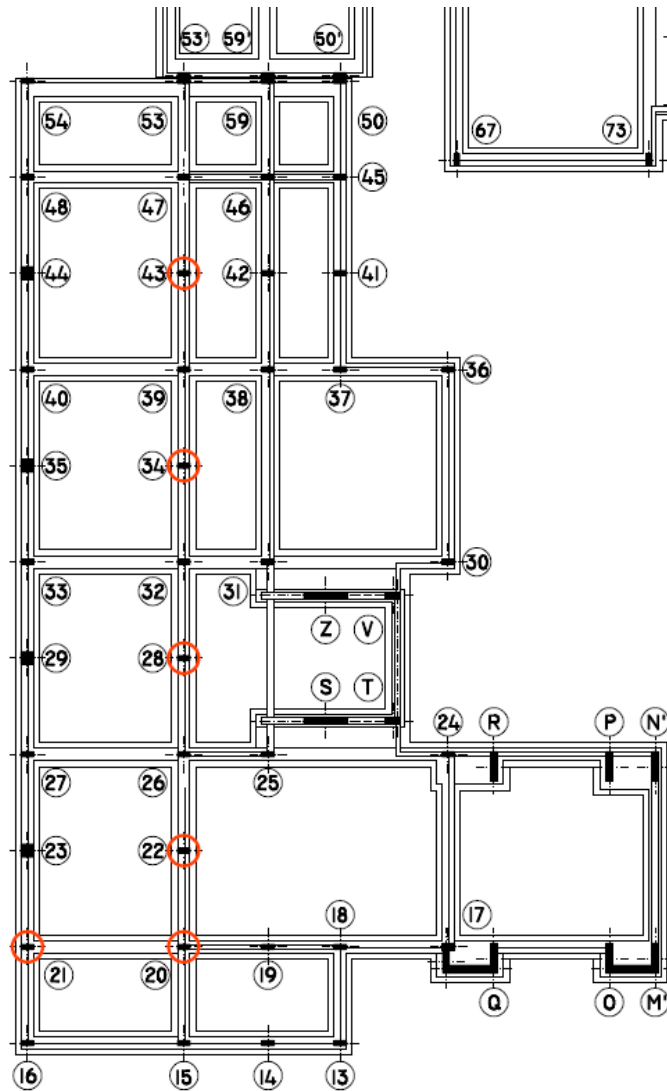


LOTTO 1  
CARPENTERIA FONDAZIONI  
SCALA 1:250



PALESTRA  
CARPENTERIA FONDAZIONI  
SCALA 1:250

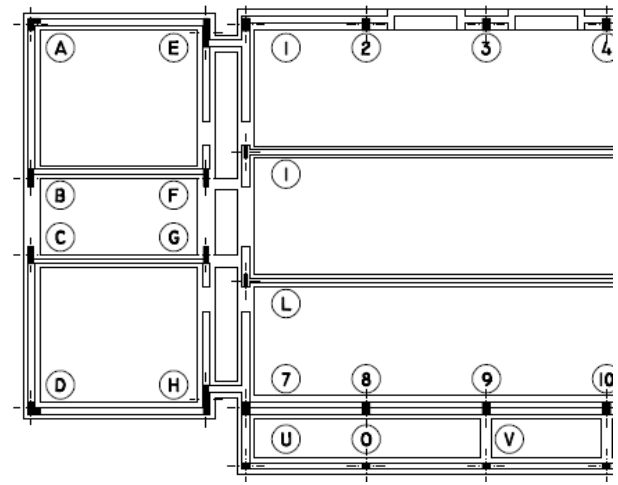




**METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI**

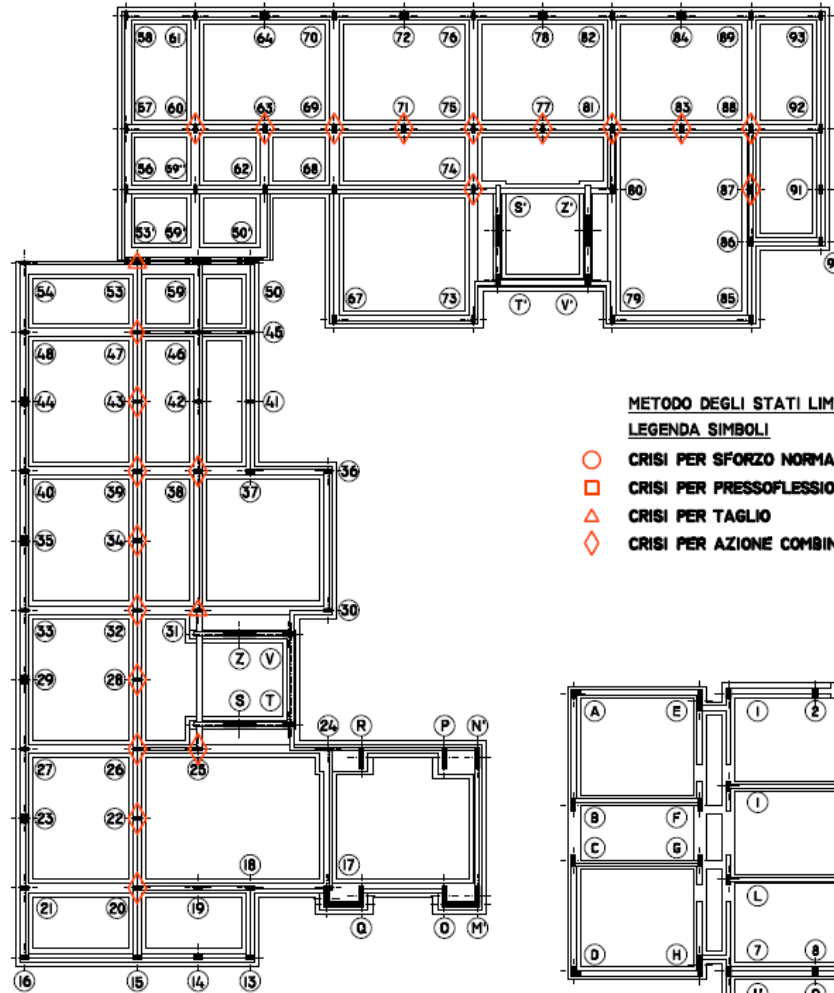
**LEGENDA SIMBOLI**

- **CRISI PER PRESSOFLESSIONE LATO CLS**
- **CRISI PER PRESSOFLESSIONE LATO ACCIAIO**





LOTTO 2  
CARPENTERIA FONDAZIONI  
SCALA 1:250

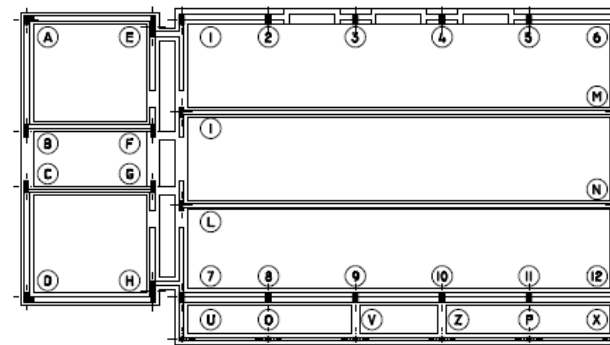


METODO DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

LEGENDA SIMBOLI

- CRISI PER SFORZO NORMALE
- CRISI PER PRESSOFLESSIONE
- △ CRISI PER TAGLIO
- ◇ CRISI PER AZIONE COMBINATA TAGLIO-SFORZO NORMALE

LOTTO 1  
CARPENTERIA FONDAZIONI  
SCALA 1:250

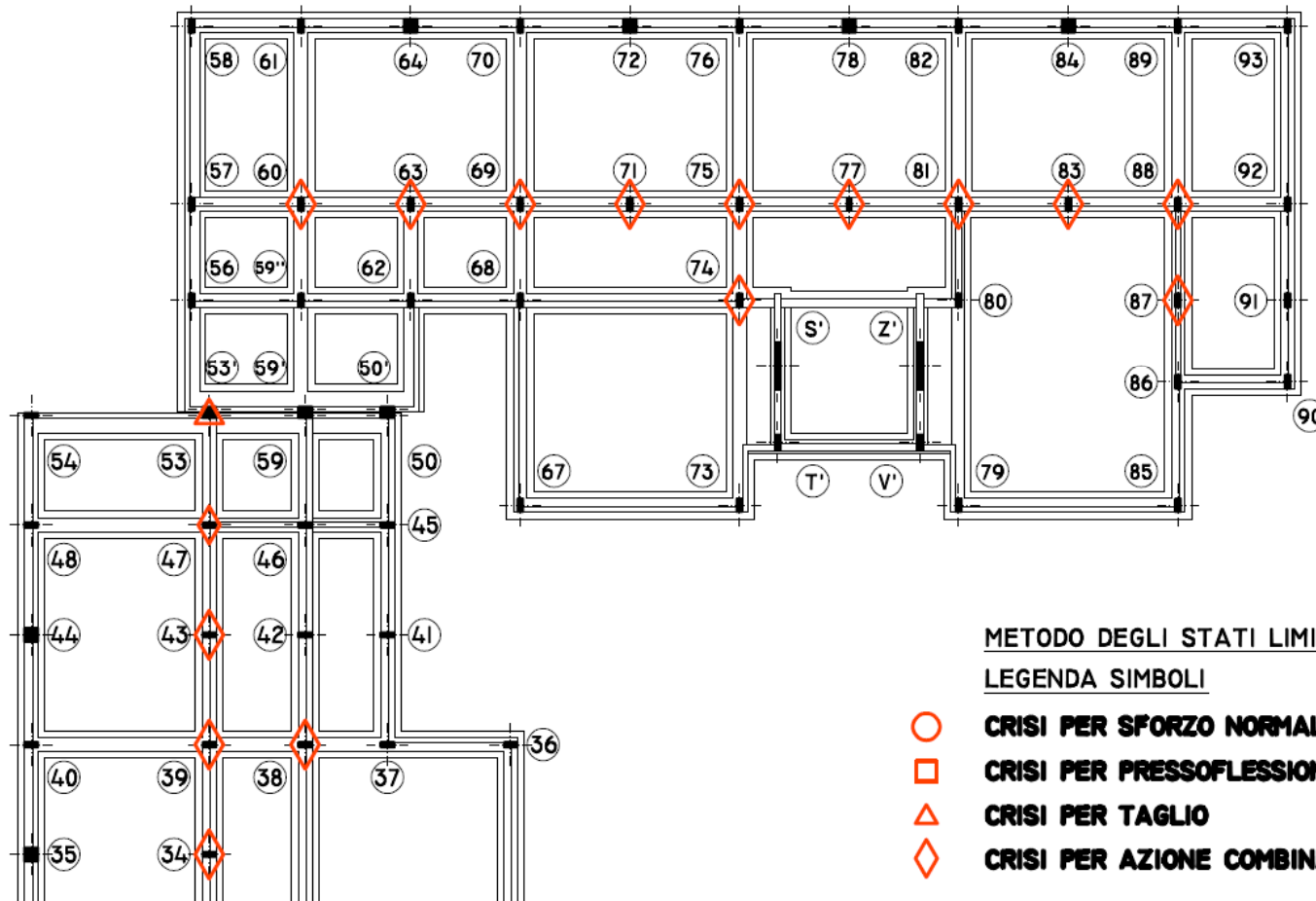


PALESTRA  
CARPENTERIA FONDAZIONI  
SCALA 1:250





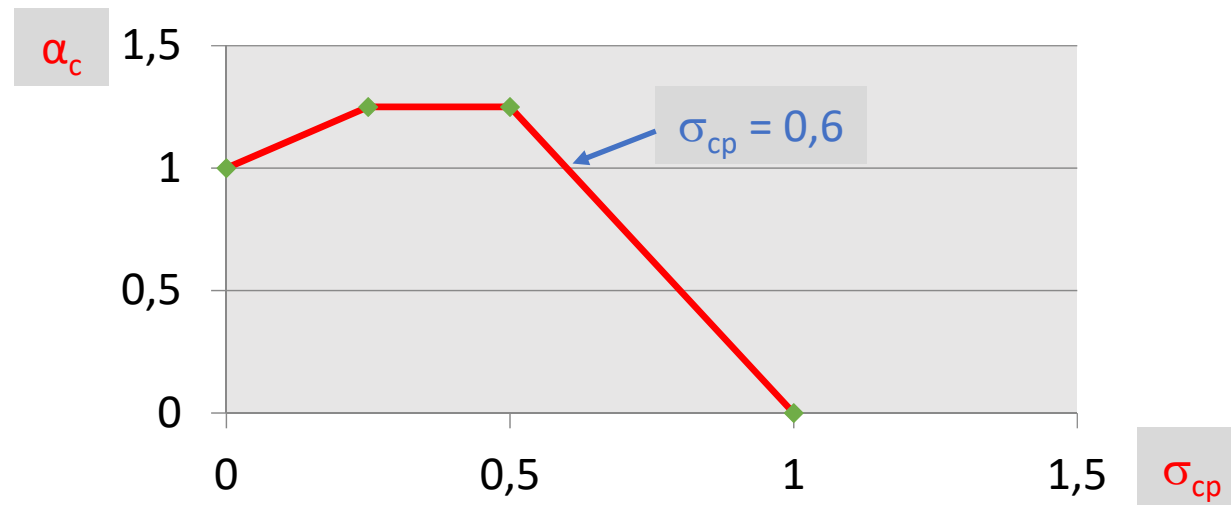
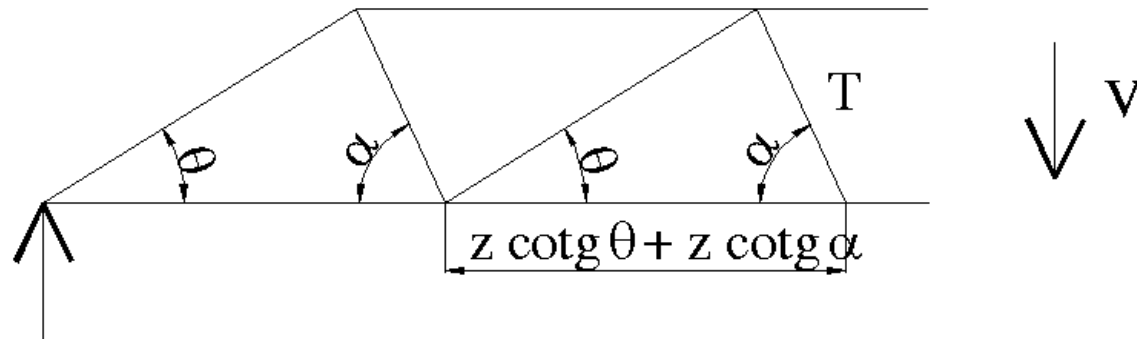
LOTTO 2  
CARPENTERIA FONDAZIONI  
SCALA 1:250

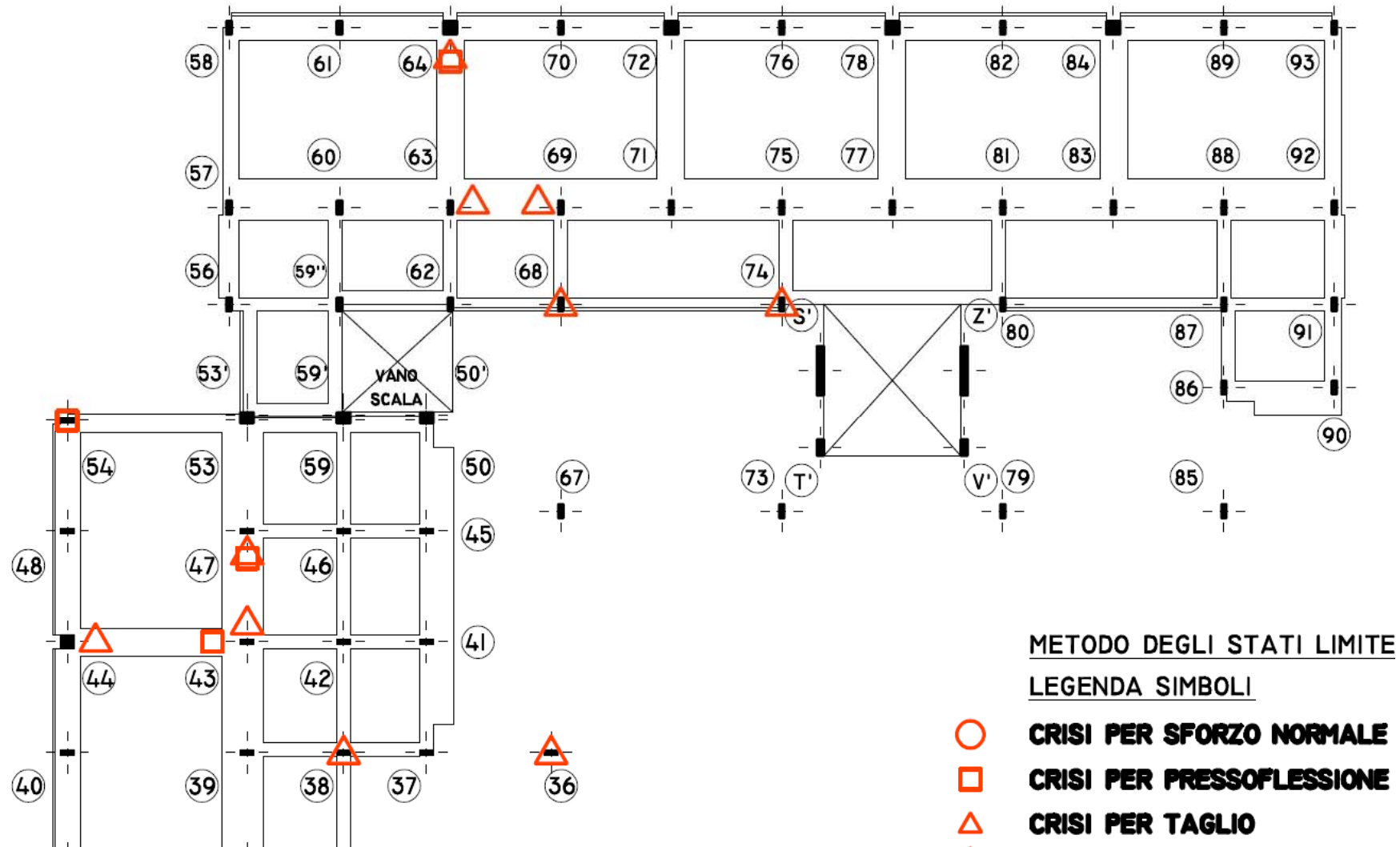


METODO DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

LEGENDA SIMBOLI

- **CRISI PER SFORZO NORMALE**
- **CRISI PER PRESSOFLESSIONE**
- △ **CRISI PER TAGLIO**
- ◇ **CRISI PER AZIONE COMBINATA TAGLIO-SFORZO NORMALE**







## Scelta della tipologia di controventi

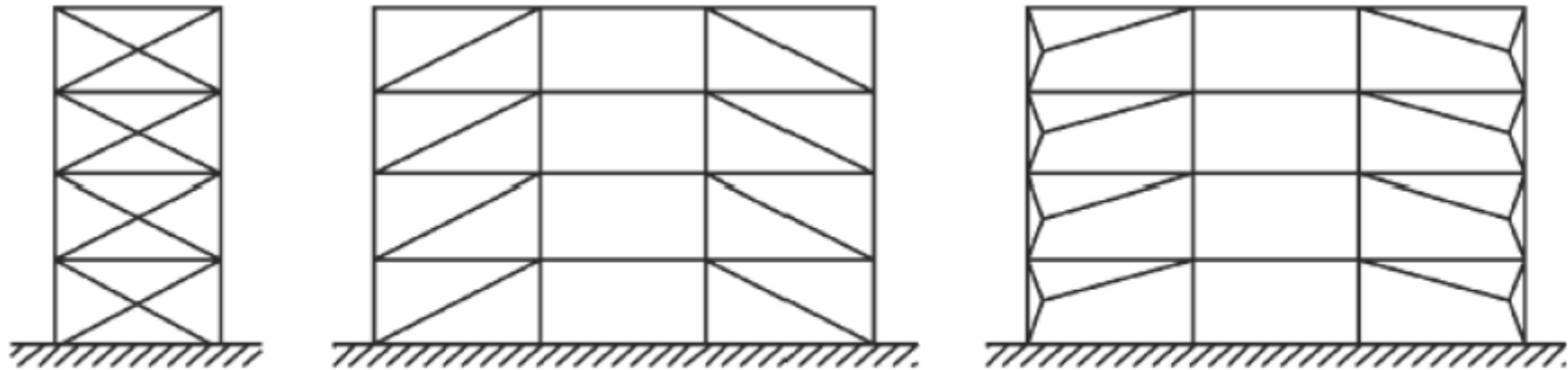
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva

oppure

controventi eccentrici ?#

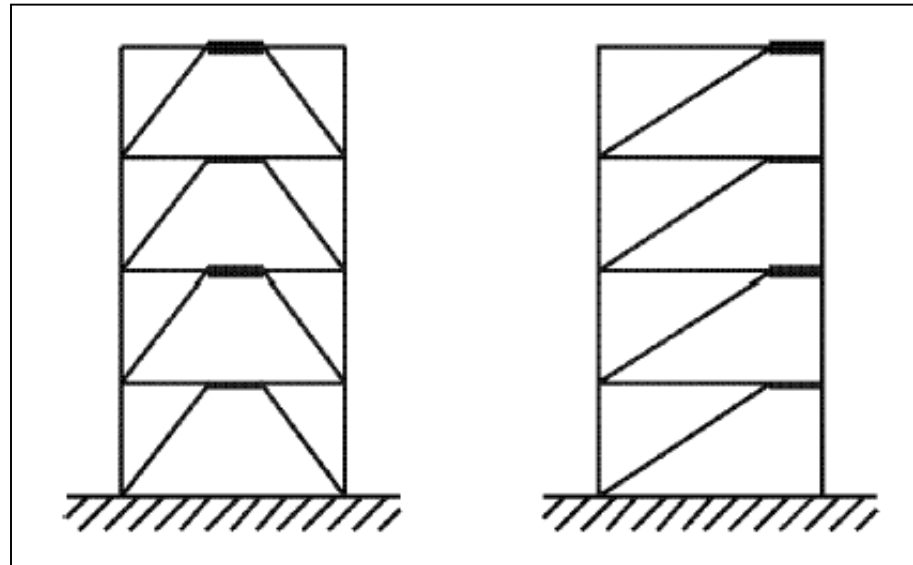
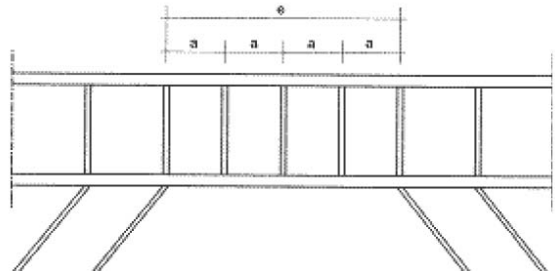
b) strutture con controventi concentrici:

b1) controventi con diagonale tesa attiva, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione



b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva

c) **strutture con controventi eccentrici**: forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, la eccentricità di schema permette la **dissipazione di energia nei traversi** per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio



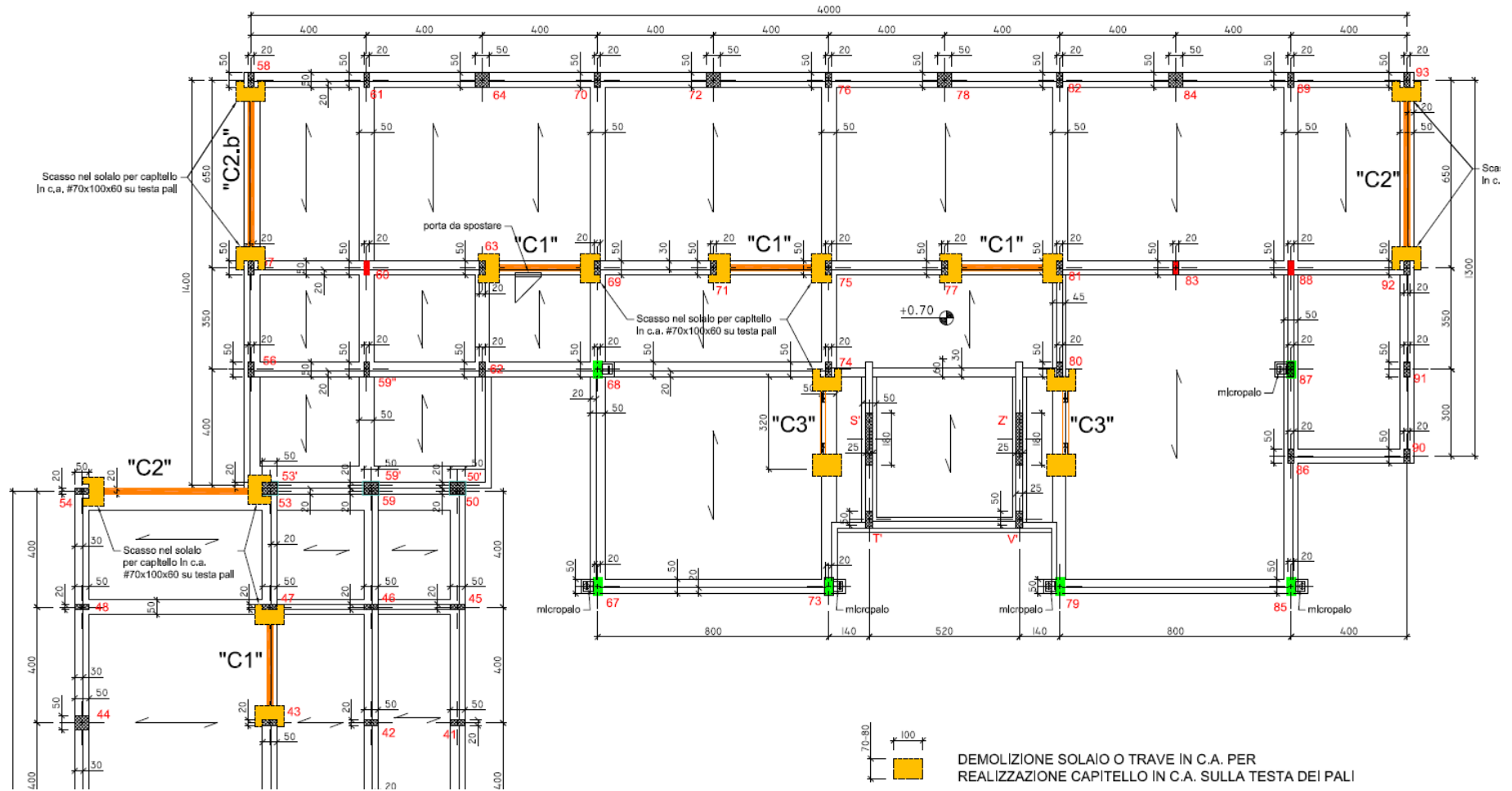
**dissipativi** se la **plasticizzazione dei traversi** dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali

# VANTAGGI E SVANTAGGI

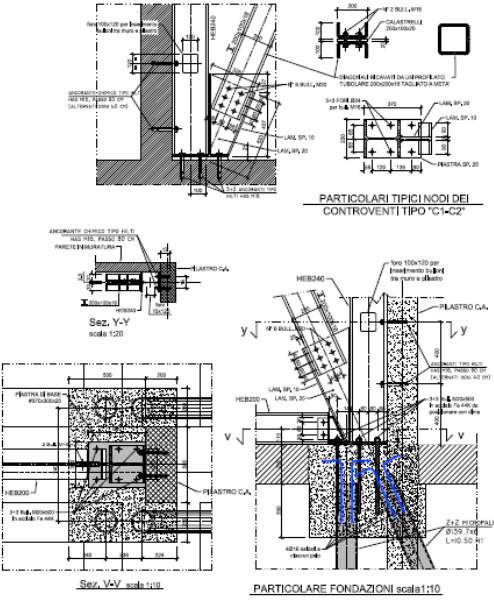
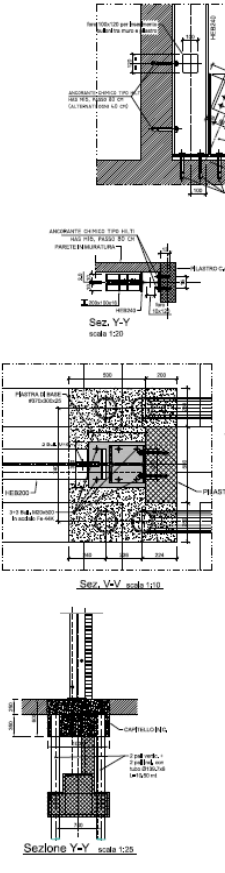
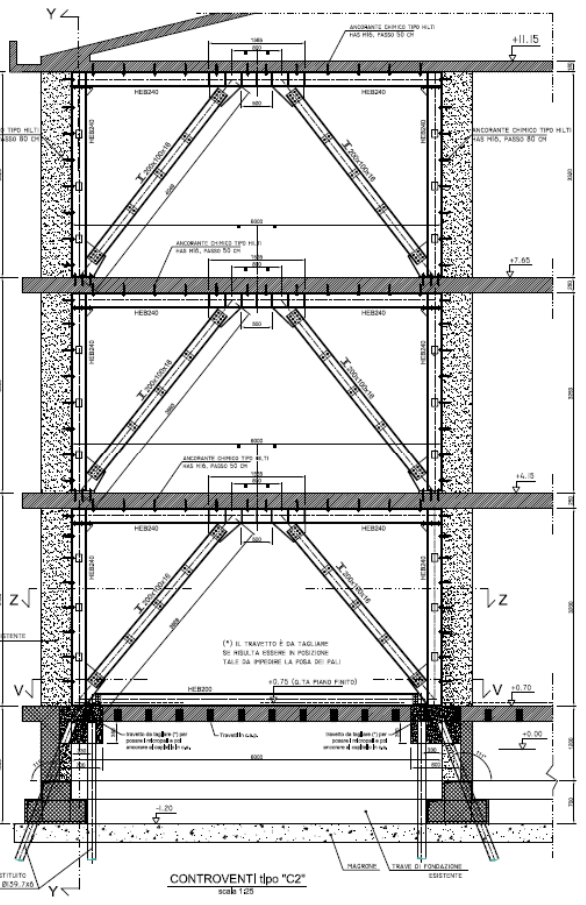
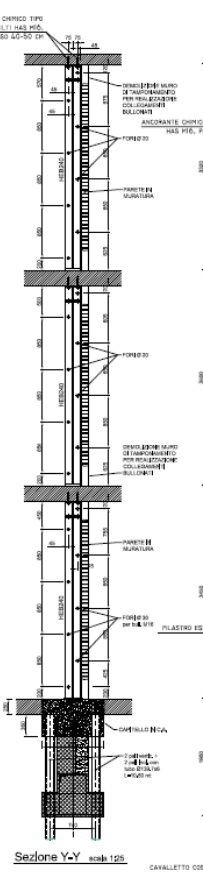
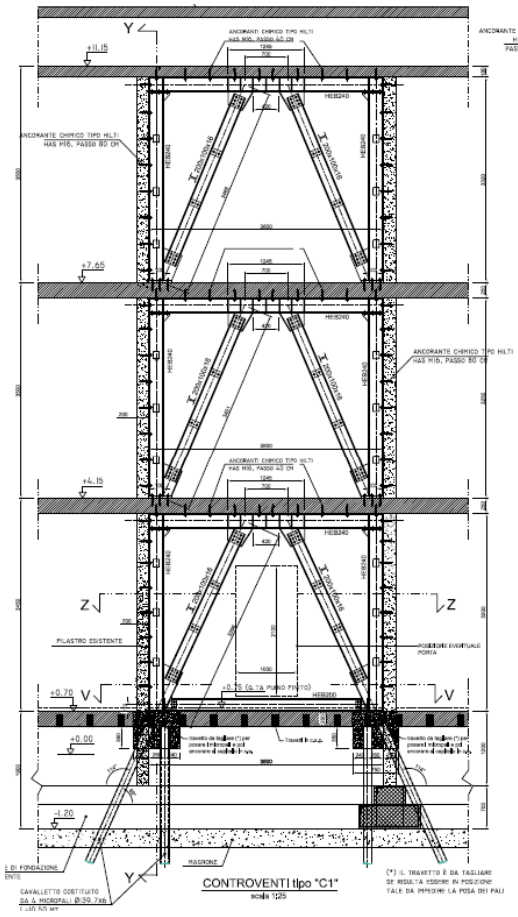
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	$5,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

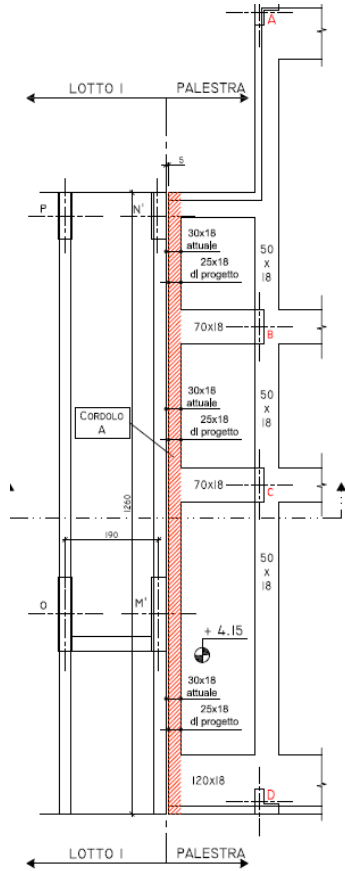


LOTTO 2  
CARPENTERIA PIANO TERRA  
scala 1:100

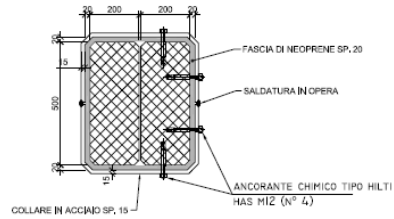




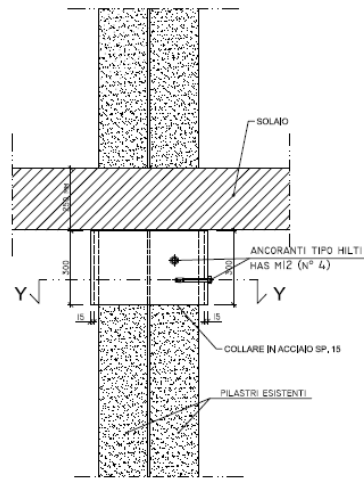




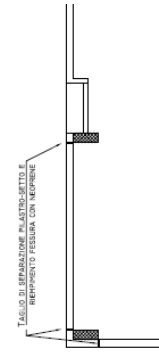
DEGUAMENTO GIUNTO TRA LOTTO 1 E PALESTRA  
cala 1:50



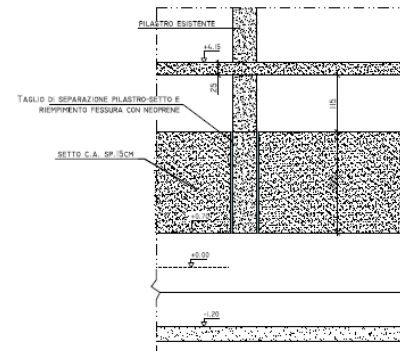
SEZ. Y-Y  
scala 1:10



PILASTRI 50-50'-53-53'-59-59'  
DISPOSITIVO UNIONE PER SISMA  
(da eseguire al tre piani) - scala 1:10

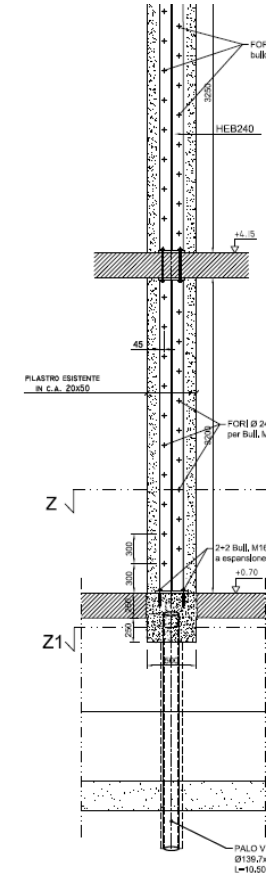


Straicio Pianta P.T.  
scala 1:50



Particolare Prospetto  
scala 1:50

Intervento di separazione tra muro in c.a. e  
pilastri esterni esistenti lotto I - lato Ingresso  
scala 1:20



INTERVENTO DI RINFORZO  
PILASTRI 17-19-24-25-26

## Difetti scoperti in corso d'opera#





# Micropali#







Plinti#



# Controventi#







