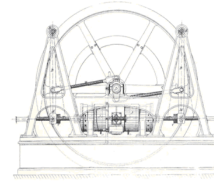




FEDERAZIONE REGIONALE ORDINI
INGEGNERI DELLA TOSCANA



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA
PROVINCIA DI LUCCA

***Strutture esistenti in c.a. e c.a.p., livelli di conoscenza,
prove distruttive e non distruttive, progetto simulato.
Caso studio di edificio prefabbricato in c.a./c.a.p.***

Lucca, 5 Dicembre 2014, Grand Hotel Guinigi



Francesco Morelli
francesco.morelli@dic.unipi.it
*Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale
Università di Pisa*



“E’ definita costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o progetto di intervento, la struttura completamente realizzata”

- Come affrontare l’**ANALISI** e la **VERIFICA** di un edificio esistente?
- Come progettare l’**INTERVENTO** di adeguamento alle nuove normative?

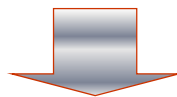
Negli anni si sono verificati due tipi di approccio allo studio di edifici esistenti, (in merito a struttura, materiali, dettagli costruttivi, etc.)

1. Assunzioni **TROPPO CONSERVATIVE**

(frequenti) provocano costi eccessivi per adeguamenti-miglioramenti talvolta non indispensabili

2. Assunzioni **POCO CONSERVATIVE**

(meno frequenti) provocano gravi conseguenze a livello di sicurezza



Necessità di uno studio approfondito dello **STATO DI FATTO dell’edificio esistente analizzato, finalizzato ad ottenere il maggior numero possibile di informazioni su struttura portante, elementi strutturali e non strutturali, evoluzione nel tempo, materiali**



1. **Rilievo geometrico** (piante, prospetti, sezioni) e **strutturale** (individuazione del tipo di struttura portante: a telaio, a setti, di tipo misto);
2. Indagine dei **dettagli costruttivi** (dimensione degli elementi strutturali, quantità, disposizione e tipologia delle barre di armatura, collegamenti, solai, coperture);
3. Definizione delle **proprietà meccaniche** dei materiali impiegati (resistenza a compressione del calcestruzzo, resistenza a trazione delle barre da cemento armato, resistenza della muratura dei tamponamenti interni ed esterni);
4. Definizione di un modello numerico rappresentativo dell'effettivo stato attuale del fabbricato analizzato;

DEFINIZIONE di un MODELLO NUMERICO RAPPRESENTATIVO dello STATO ATTUALE

5. **Analisi strutturale** dell'edificio secondo uno dei metodi previsti dall'attuale normativa (analisi lineare o non lineare, statica o dinamica).
6. **Verifica dello stato attuale** dell'edificio secondo le prescrizioni dell'attuale normativa e valutazione della necessità di intervento

ANALISI DELLO STATO ATTUALE

7. Scelta della tipologia di **intervento** (adeguamento, miglioramento o riparazione locale) e progetto dell'intervento.
8. Verifica dell'edificio post-intervento secondo la normativa attualmente vigente.

PROGETTO DELL'INTERVENTO



FASE 1: Analisi Storico-Critica

RICOSTRUZIONE DELLA STORIA PROGETTUALE E COSTRUTTIVA DEL FABBRICATO

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
D.M. 14.01.2008 – Cap. 8

“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato”

1. **Ricerca archivistica finalizzata ad individuare la storia edificatoria, le diverse fasi edilizie, lo sviluppo urbanistico e storico del quartiere in cui l’edificio è inserito, le modifiche successive architettoniche e strutturali**
2. **Studio dei precedenti eventi sismici che si sono verificati nel corso della vita dell’edificio: questo permette la valutazione dell’effettivo comportamento del fabbricato, salvo nei casi in cui siano state apportate delle modifiche strutturali sostanziali**

RICERCA STORICA

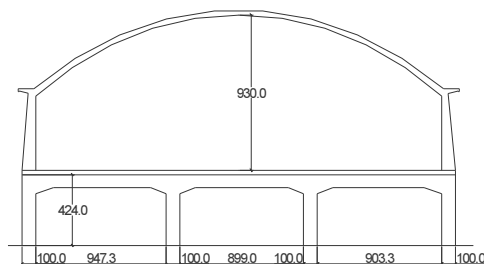
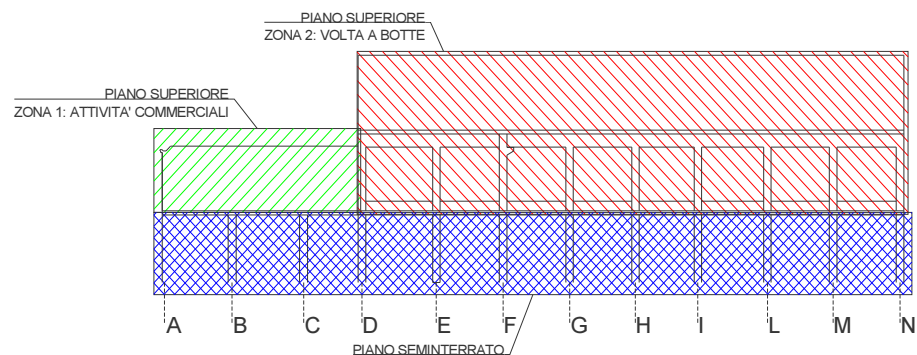
Conclusioni di tipo “operativo” utili per l’elaborazione del PIANO DI INDAGINI da eseguire sul fabbricato e per la modellazione meccanica globale dell’edificio (ammorsamenti, carichi, ecc.)

FASE 1: Analisi Storico-Critica

RICOSTRUZIONE DELLA STORIA PROGETTUALE E COSTRUTTIVA DEL FABBRICATO

Attuale conformazione del fabbricato:

- Piano seminterrato
- Piano superiore
 - Area con volta a botte
 - Area destinata ad attività commerciali (copertura Piana)





FASE 1: Analisi Storico-Critica

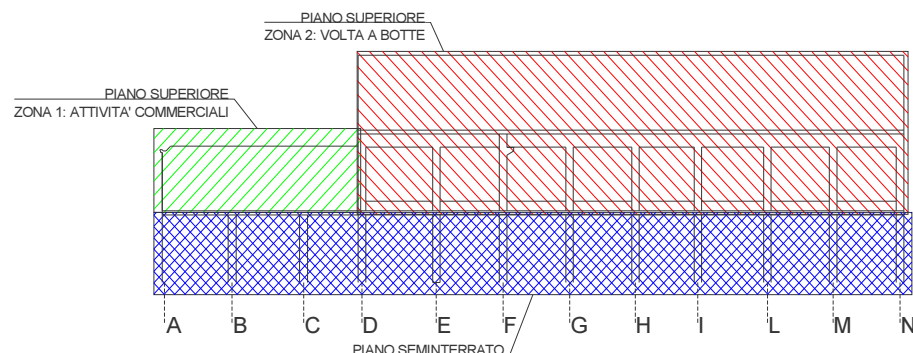
RICOSTRUZIONE DELLA STORIA PROGETTUALE E COSTRUTTIVA DEL FABBRICATO

Analisi storico-critica (testimonianze e foto dell'epoca):

- L'edificio è realizzato in fasi differenti:
 1. Realizzazione del piano seminterrato e copertura destinata a terrazza
 2. Realizzazione del piano superiore con copertura a botte
 3. Realizzazione della zona commerciale



Foto dell'epoca

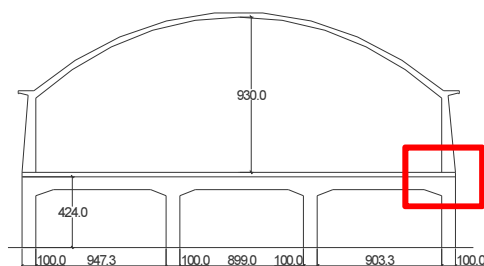


Legenda fasi costruttive

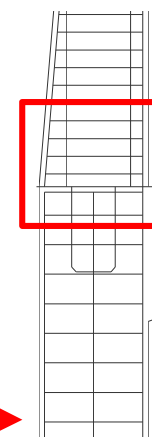
Fase 1

Fase 2

Fase 3



Da queste informazioni è stato possibile definire il piano di indagini ed i punti di maggiore criticità del fabbricato



Ferri di ripresa insufficienti o del tutto assenti all'interfaccia dei due piani



FASE 2: Rilievo

RILIEVO ARCHITETTONICO, GEOMETRICO E STRUTTURALE del fabbricato

E' necessario ricostruire la geometria del fabbricato e degli elementi strutturali

RILIEVO GEOMETRICO

- Disegni originali di carpenteria, piante, prospetti e sezioni dell'edificio analizzato (da reperire presso Genio Civile, Catasto, Uffici Comunali, laddove presenti) , con rilievo a campione per verificare l'attendibilità del materiale;
- Rilievo ex novo in sito del fabbricato (se manca il materiale) e comunque a verifica (puntuale o estesa) del rilievo presente.



DEFINIZIONE COMPLETA DELLA GEOMETRIA E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Necessaria per la realizzazione di un modello numerico attendibile per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza

RILIEVO STRUTTURALE

- Individuazione delle dimensioni, della tipologia degli elementi strutturali e la relativa carpenteria, con verifiche a campione per verificare l'attendibilità del materiale (se presente), esecuzione di indagini specifiche in assenza di documentazione.
- Progetto simulato sulla base della normativa vigente all'epoca di realizzazione del fabbricato.





FASE 3: Materiali

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL MATERIALE mediante prove sperimentali

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
D.M. 14.01.2008 – Cap. 8

“Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su DOCUMENTAZIONE GIÀ DISPONIBILE, su verifiche visive in situ e su INDAGINI SPERIMENTALI”

SE PRESENTE, DOCUMENTAZIONE ORIGINALE DELL'EPOCA DI REALIZZAZIONE:

- **RELAZIONI TECNICHE ORIGINALI**, reperibili presso gli uffici del genio civile;
- **TAVOLE di PROGETTO** (edifici in muratura e in c.a.).
- **EVENTUALI TAVOLE di CARPENTERIA** con indicazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, calcestruzzo e acciaio (per costruzioni in c.a.).

SE NON PRESENTE DOCUMENTAZIONE ORIGINALE E COMUNQUE AD INTEGRAZIONE:

- **PROVE DISTRUTTIVE** (carotaggi su provini di calcestruzzo, prove di trazione su spezzoni di barre di armatura opportunamente prelevati dall'elemento indagato, prove di compressione semplice o diagonale su murature);
 - **PROVE NON DISTRUTTIVE** (prove con sclerometro, tipo Sonreb, su elementi in calcestruzzo, prove di tipo chimico su porzioni di armatura, prove con martinetti piatti singoli e doppi, prove su malta o mattoni).
-



FASE 4: Livello di Conoscenza

DEFINIZIONE del LIVELLO di CONOSCENZA e del FATTORE di CONFIDENZA

In passato si usavano coefficienti di sicurezza identici per la progettazione di nuove costruzioni e la riabilitazione di costruzioni esistenti, malgrado il differente livello di conoscibilità, in termini sia di struttura che di materiali

O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 3431/2005, D.M. 14/01/2008

Introduzione di **LIVELLI di CONOSCENZA** che permettono di assumere diversi coefficienti di sicurezza, riduttivi delle resistenze, (**FATTORI di CONFIDENZA**) in funzione del grado di incertezza sul fabbricato:

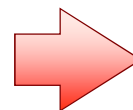


LIVELLO di CONOSCENZA		FATTORE di CONFIDENZA	
LC1	conoscenza limitata	FC	1.35
LC2	conoscenza adeguata	FC	1.20
LC3	conoscenza accurata	FC	1.00



Il livello di conoscenza viene stabilito in base a:

- RILIEVO geometrico e strutturale;
- Caratteristiche meccaniche dei MATERIALI;
- DETTAGLI costruttivi



STUDIO APPROFONDITO DELLO
STATO DI FATTO DEL FABBRICATO

MINORI RIDUZIONI DELLE RESISTENZE



DEFINIZIONE dei LIVELLI DI CONOSCENZA: COSTRUZIONI IN C.A. e C.A.P.

RILIEVO

- **RILIEVO GEOMETRICO** piano per piano dell'edificio (posizione elementi strutturali, dimensioni travi e colonne, presenza elementi in falso, eccentricità, orditura solai, copertura, scale e fondazioni);
- **Per strutture in c.a.p.:** eventuale controfreccia, dimensione dell'appoggio effettivo degli elementi, tipologia di elementi prefabbricati;
- Individuazione **CARICHI** gravanti;
- Valutazione dello **STATO DI CONSERVAZIONE** degli elementi.

Dettagli Costruttivi

- **Armatura longitudinale travi**
 - ✓ **Strutture in c.a.:** Armatura inferiore in mezzera e superiore all'appoggio;
 - ✓ **Strutture in c.a.p.:** Armatura lenta ed elementi di precompressione;
- **Armatura trasversale travi in c.a e c.a.p. ;**
- **Armatura inclinata;**
- **Armatura longitudinale e trasversale pilastri;**
- **Armatura nei nodi;**
- **Ancoraggio armatura**
- **Copriferro**

MATERIALI

- **CALCESTRUZZO** (resistenza a compressione, carbonatazione)
- **BARRE DI ARMATURA** (tensione di snervamento, resistenza a trazione, A_{gt});

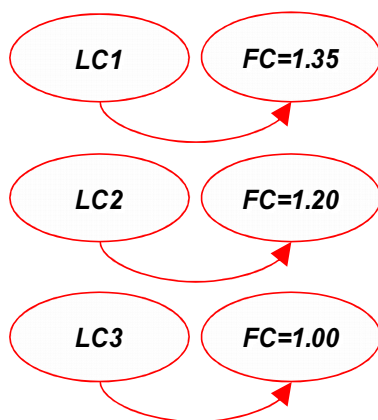


STRUTTURE ESISTENTI IN C.A. E C.A.P. : INTRODUZIONE

DEFINIZIONE dei LIVELLI di CONOSCENZA: STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

Il livello di conoscenza per ciascun edificio in c.a. è assunto dal tecnico incarico in relazione al grado di approfondimento delle indagini relative a:

- **GEOMETRIA**
- **DETTAGLI COSTRUTTIVI**
- **CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL MATERIALE**



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 limitate 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 limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Nelle costruzioni in c.a. e c.a.p. è SEMPRE richiesta l'esecuzione di un numero minimo di prove per la caratterizzazione del materiale (prove LIMITATE in situ – 15% elementi strutturali)



DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI CONOSCENZA: COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.

VERIFICHE DETTAGLI COSTRUTTIVI

LIMITATE

Servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato.

La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il **15% degli elementi**

ESTESE

Servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti.

La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il **35% degli elementi**

ESAUSTIVE

Servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato

La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il **50% degli elementi**

Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi **si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive**, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale

Situazione particolari (quali **evidenti simmetrie** strutturali, **particolare regolarità** etc.) possono condurre ad una **diminuzione del numero di elementi da indagare**.



DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI CONOSCENZA: COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.

PROVE SUI MATERIALI

LIMITATE

Servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova.

1 provino di cls. per **300 m² di piano** dell'edificio;

1 campione di armatura **per piano** dell'edificio.

ESTESE

Servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

2 provino di cls. per **300 m² di piano** dell'edificio;

2 campione di armatura **per piano** dell'edificio.

ESAUSTIVE

Servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

2 provino di cls. per **300 m² di piano** dell'edificio;

2 campione di armatura **per piano** dell'edificio.



Ai fini delle prove sui materiali è **consentito sostituire alcune prove distruttive**, non più del 50%, **con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive**, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

Il numero di provini [...] può esser variato, in aumento o in diminuzione, **in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale.**





CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

EDIFICI IN CALCESTRUZZO
ARMATO

ANALISI DELLO STATO ATTUALE

EDIFICI ESISTENTI

Analisi storico – critica

Rilievo geometrico e strutturale

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI



NTC 2008: Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si basa sulla documentazione già disponibile integrata da verifiche visive in situ e su ulteriori **INDAGINI SPERIMENTALI**

- *Prove di tipo distruttivo su calcestruzzo (es. carotaggi);*
- *Prove di tipo non distruttivo su calcestruzzo (es. sclerometriche e ultrasoniche);*
- *Prove di tipo distruttivo per la caratterizzazione delle barre di armatura (es. trazione).*



In funzione del numero di prove eseguite, si stabilisce il livello di “incertezza” relativo alla caratterizzazione meccanica del materiale:

Definizione **Livello di Conoscenza** (LC)
Assunzione **Fattore di confidenza** (FC)

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

METODOLOGIA DI PROVA

Prove di tipo
DISTRUTTIVO

Prove di tipo NON
DISTRUTTIVO

Prove di tipo NON DISTRUTTIVO

Non provocare danni alla struttura analizzandola dall'esterno: la "qualità" del cls e le sue caratteristiche meccaniche vengono ricavate in modo "indiretto"

- Prove ultrasoniche;
- Prove sclerometriche;
- Prove di estrazione pull-out;
- Prova di penetrazione Windsor Probe Test;

Metodo SONREB
(Regione Toscana)

N.B. In queste prove la stima della resistenza è legato alla durezza superficiale dell'elemento indagato, che può risentire dell'influenza di carbonatazione e umidità superficiale, soprattutto negli edifici antecedenti agli anni '70.

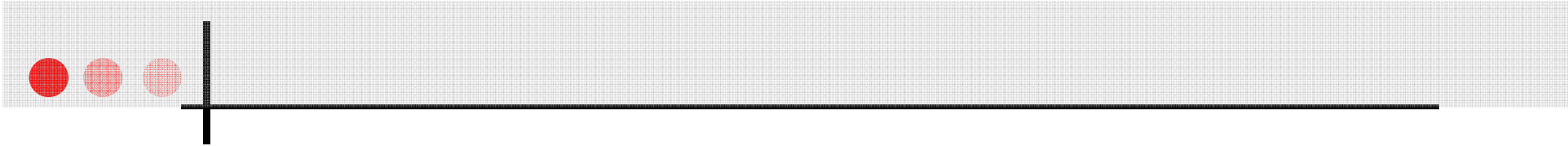
CALCESTRUZZO: introduzione

Valori della resistenza meccanica
del cls **da "trattare"**

Valori da assumere in sede di
verifica di strutture esistenti

Prove di tipo DISTRUTTIVO

- Carotaggio: prelievo di campioni cilindrici dagli elementi da testare (pilastri e travi) in zone a modesta sollecitazioni, con carotatrice ad acqua a sola rotazione senza percussione.
- I campioni prelevati vengono sottoposti a prova di compressione fino a rottura;
- Generalmente si esegue nelle aree indagate con metodo Sonreb (accoppiamento di prove distruttive e non);
- Il carotaggio deve essere possibilmente passante (prelievo indisturbato, salvo imprevisti: armature, cavedi, cavi elettrici).



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: SCELTA ELEMENTI da INDAGARE

Le prove devono fornire valori significativi per la struttura in termini di **omogeneità, qualità, resistenza meccanica e degrado**.

Gli elementi da testare devono essere scelti per arrecare il minor danno possibile (prove distruttive) pur essendo **rappresentativi dell'intera struttura**.

N.B. Per l'esecuzione di prove non distruttive non ci sono problemi per la scelta dell'elemento da indagare, che invece sorgono nel caso di prove distruttive; in ogni caso si devono tener presente:

ASPETTI/DIFFICOLTÀ TECNICO-OPERATIVE

- Non arrecare danni alle strutture;
- Contenere i costi sia delle indagini (n° di prove) sia del ripristino (evitare gli elementi difficilmente accessibili);
- Limitare i margini d'incertezza dei dati di prova operando con metodi diversi confrontabili tra loro (es. prove distruttive e non distruttive sullo stesso elemento);

ASPETTI/DIFFICOLTÀ STRUTTURALI

INDIVIDUAZIONE DEL **SISTEMA RESISTENTE** EFFETTIVO DELLA STRUTTURA

1. Le strutture esistenti spesso erano progettate per resistere solo a sollecitazioni verticali: telai portanti orditi in una sola direzione;
2. In strutture più recenti (classificazione sismica), si trovano (non sempre) telai portanti orditi in entrambe le direzioni.



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: SCELTA ELEMENTI da INDAGARE

N.B. Per l'esecuzione di prove non distruttive non ci sono problemi per la scelta dell'elemento da indagare, che invece sorgono nel caso di prove distruttive; in ogni caso si devono tener presente:

ASPETTI/DIFFICOLTÀ STRUTTURALI: prescrizioni

- **INDIVIDUAZIONE del LIVELLO di SOLLECITAZIONE** presente nell'elemento strutturale: scegliere gli elementi mediamente sollecitati, verificandone lo stato tensionale con un'attenta analisi dei carichi verticali (*calcolo dei tassi di lavoro*);

I piani più bassi sono più sollecitati a carico verticale e ad azione sismica:

- Tra i pilastri dei piani bassi, i più sollecitati per azioni sismiche si trovano in genere *in posizione di bordo o d'angolo (maggiore influenza fenomeni torcenti)*;
- I pilastri *non confinati da tamponature* sono maggiormente soggetti alla formazione di cerniere plastiche alle estremità - meccanismo di collasso di piano (piano soffice);



1. Evitare l'esecuzione di prove distruttive sullo stesso elemento a piani diversi (indebolimento sezione);
2. Eseguire i carotaggi nelle zone di minor sollecitazione (es. pilastri a metà altezza);
3. Privilegiare l'elemento pilastro rispetto all'elemento trave (concetto di gerarchia delle resistenze nella formazione delle cerniere plastiche che conducono al meccanismo di collasso di una struttura intelaiata) per l'esecuzione di prove distruttive: in edifici esistenti TRAVI FORTI E PILASTRI DEBOLI;
4. Eseguire prove non distruttive sugli elementi trave.



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: SCELTA ELEMENTI da INDAGARE

N.B. Per l'esecuzione di prove non distruttive non ci sono problemi per la scelta dell'elemento da indagare, che invece sorgono nel caso di prove distruttive; in ogni caso si devono tener presente:

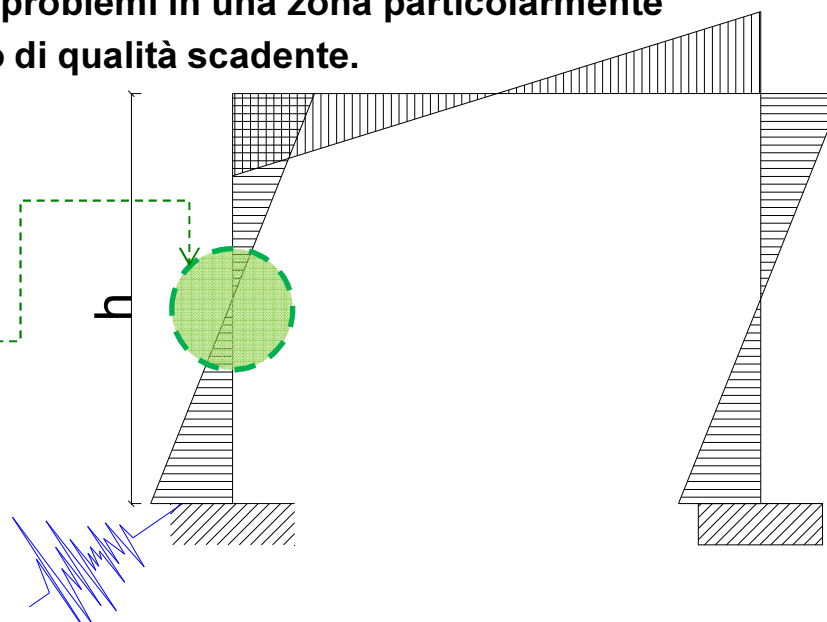
ASPETTI/DIFFICOLTÀ STRUTTURALI: prescrizioni

LOCALIZZAZIONE CAROTAGGIO sul pilastro:

- Evitare le estremità del pilastro, caratterizzate da stati tensionali elevati: a causa della segregazione dei componenti del cls si possono ottenere valori di resistenza falsati;
- Evitare le zone limitrofe al piede o alla testa del pilastro, poiché la diminuzione di sezione resistente derivante dal prelievo può comportare problemi in una zona particolarmente sollecitata, specie in presenza di un calcestruzzo di qualità scadente.



Privilegiare la zona in una **fascia intermedia rispetto all'altezza del pilastro**, dove il momento è pressoché nullo



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

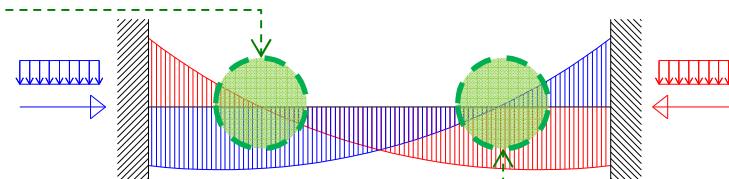
CLS: SCELTA ELEMENTI da INDAGARE

N.B. Per l'esecuzione di prove non distruttive non ci sono problemi per la scelta dell'elemento da indagare, che invece sorgono nel caso di prove distruttive; in ogni caso si devono tener presente:

ASPETTI/DIFFICOLTÀ STRUTTURALI: prescrizioni

LOCALIZZAZIONE CAROTAGGIO sulla trave:

- Scegliere per praticità travi ricalate e non travi in spessore;
- Eseguire il carotaggio nella zona meno sollecitata, ponendosi a circa $1/5$ della luce (posizione indicativa);



INDIVIDUAZIONE DELLE ARMATURE per evitarne l'intercettazione in fase di carotaggio: effettuata sulla base degli elaborati progettuali originari (ferri longitudinali e staffe), verificandone la corrispondenza con lo stato di fatto con pacometro ed saggi;



N.B. l'eventuale taglio di armatura in edifici esistenti è un grosso problema data la frequente non saldabilità delle barre esistenti



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: SCELTA ELEMENTI da INDAGARE

N.B. Per l'esecuzione di prove non distruttive non ci sono problemi per la scelta dell'elemento da indagare, che invece sorgono nel caso di prove distruttive; in ogni caso si devono tener presente:

CALCOLO DEI TASSI DI LAVORO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (Es. Metodo Regione Toscana)

Gli elementi da sottoporre a prova distruttiva (carotaggio) devono essere opportunamente scelti al fine di non recare danno e non indebolire la struttura.

Si determina il **TASSO di LAVORO per CARICHI VERTICALI** degli elementi strutturali su cui si vuole andare ad effettuare la prova (distruttiva):

- Valutazione dell'azione (pesi propri permanenti e portati, carichi di esercizio, carico neve, peso elementi non strutturali), in kg/m²;
- Calcolo dell'area di influenza di ciascun elemento strutturale (m²);
- Si valuta il rapporto tra il carico agente sull'area di influenza e l'area della sezione utile del pilastro sul quale si vuole eseguire il carotaggio;
- Si confronta questa tensione con quella ritenuta "ammissibile" (Rck 150 kg/cm² la tensione ammissibile è circa 42 kg/cm²), espresso in termini percentuali (tasso di lavoro)

$$T.L. = \frac{(G_k + Q_k) \cdot A_{\text{influenza}}}{A_{PIL} \cdot \sigma_{Adm}} \cdot 100$$

Non vengono effettuate prove dirette su elementi strutturali caratterizzati da un valore del tasso di lavoro **>60-70%** della tensione ammissibile.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: SCELTA ELEMENTI da INDAGARE

CALCOLO DEI TASSI DI LAVORO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (Es. Metodo Regione Toscana)

Calcolo azioni, aree di competenza e tassi di lavoro con scelta elementi da carotare

pilastro	Ac	4	3	2	1
n°	m ²	T.L. P3	T.L. P2	T.L. P1	T.L. PT
1	5.73	10.41%	21.78%	33.15%	44.53%
2	11.46	14.58%	31.86%	49.15%	66.43%
3	11.46	14.58%	31.86%	49.15%	66.43%
4	11.46	14.58%	31.86%	49.15%	66.43%
5	11.46	14.58%	31.86%	49.15%	66.43%
6	11.46	14.58%	31.86%	49.15%	66.43%
7	13.17	15.83%	34.87%	53.92%	72.96%
8	11.5	14.61%	31.93%	49.26%	66.58%
9	13.35	15.96%	35.19%	54.42%	73.65%
10	11.68	14.74%	32.25%	49.76%	67.27%
11	11.68	14.74%	32.25%	49.76%	67.27%
12	11.68	14.74%	32.25%	49.76%	67.27%
13	11.68	14.74%	32.25%	49.76%	67.27%
14	11.68	14.74%	32.25%	49.76%	67.27%
15	5.84	10.49%	21.98%	33.46%	44.95%
16	8.3	12.28%	26.30%	40.33%	54.35%
17	16.58	19.94%	44.13%	68.32%	92.51%
18	16.58	19.94%	44.13%	68.32%	92.51%
19	16.58	19.94%	44.13%	68.32%	92.51%
20	16.58	19.94%	44.13%	68.32%	92.51%
21	18.51	21.34%	47.52%	73.71%	99.89%
22	21.2	23.30%	52.26%	81.21%	110.17%
23	18.31	21.20%	47.17%	73.15%	99.12%
24	17.63	20.70%	45.98%	71.25%	96.52%
25	21	23.15%	51.90%	80.65%	109.41%
26	18.28	21.17%	47.12%	73.06%	99.01%
27	18.28	21.17%	47.12%	73.06%	99.01%
28	16.36	19.78%	43.74%	67.71%	91.67%

NEVE	0.00	Kg/m ²	0.800	KN/m ²
ESERCIZIO cat. C1	294.30	Kg/m ²	3.000	KN/m ²
ESERCIZIO cat. H2	49.05	Kg/m ²	0.500	KN/m ²
SOLAIO	539.55	Kg/m ²	5.500	KN/m ²
PILASTRO	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>H</i>	<i>Peso [kg]</i>
	0.35	0.55	3.8	1828.75
	0.35	0.55	1.3	625.625
TRAVE	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>Lm</i>	<i>Peso [kg]</i>
	0.5	0.3	4.5	1687.5
TAMPONAMENTI	<i>s</i>	<i>h</i>	<i>p.s. [kg/m³]</i>	<i>Peso [kg]</i>
	0.11	1.3	1800	900.9
	<i>s</i>	<i>h</i>	<i>p.s. [kg/m³]</i>	<i>Peso [kg]</i>
	0.11	3.2	1800	2220

EDIFICIO A							
PIANO TERRA		PIANO PRIMO		PIANO SECONDO		PIANO TERZO	
Elemento	T.L	Elemento	T.L	Elemento	T.L	Elemento	T.L
P/PT/40A/SO+C	42.76%	P/P1/51A/C	48.06%	P/P2/44A/SO+C	43.05%	P/P3/17A/SO+C	19.94%
P/PT/15A/SO+C	44.95%	P/P1/12A/C	49.76%	P/P2/42A/SO+C	47.24%	P/P3/22A/C	23.30%
P/P1/61A/SO+C	56.03%	P/P1/6A/C	49.15%	P/P2/19A/SO+C	44.13%	P/P3/38A/SO+C	21.04%
P/PT/31A/SO+C	53.89%	P/P1/4A/C	49.15%	P/P2/25A/SO+C	51.90%	P/P3/35A/SO+C	19.26%
P/PT/1A/SO+C	44.53%	P/P1/64A/C	47.16%	P/P2/36A/SO+C	39.11%	P/P3/30A/SO+C	19.78%
P/PT/17A/SO	-	P/P1/42A/SO	-	P/P2/34A/SO+C	42.49%	P/P3/45A/SO	-
P/PT/20A/SO	-	P/P1/45A/SO	-	P/P2/17A/SO	-	P/P3/19A/SO	-
P/PT/43A/SO	-	P/P1/41A/SO	-	P/P2/23A/SO	-	P/P3/21A/SO	-
P/PT/53A/SO	-	P/P1/24A/SO	-	P/P2/41A/SO	-	P/P3/41A/SO	-
P/PT/12A/SO	-	P/P1/27A/SO	-	P/P2/38A/SO	-	P/P3/25A/SO	-
P/PT/41A/SO	-	P/P1/37A/SO	-	P/P2/28A/SO	-	P/P3/37A/SO	-
P/PT/25A/SO	-	P/P1/35A/SO	-	P/P2/30A/SO	-		
P/PT/35A/SO	-	P/P1/28A/SO	-				
P/PT/4A/SO	-						

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

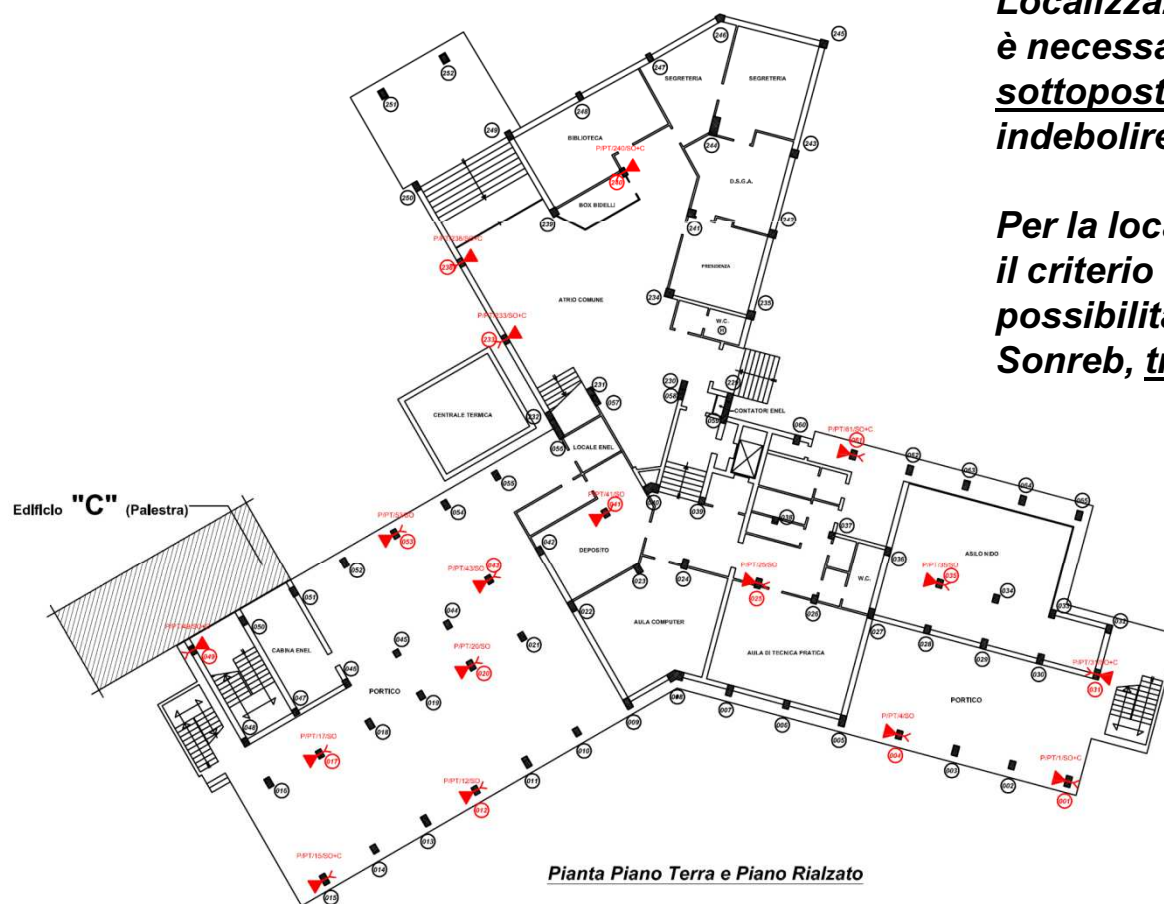
CLS: SCELTA ELEMENTI da INDAGARE

CALCOLO DEI TASSI DI LAVORO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (Es. Metodo Regione Toscana)

Esempio: Scuola elementare – media Poggi - Carducci (Sarzana,SP)

***Localizzazione delle prove piano terra/rialzato:
è necessario che il solito elemento non venga
sottoposto a carotaggio a diversi piani per non
indebolire troppo la sezione resistente.***

Per la localizzazione delle prove non distruttive il criterio di scelta è essenzialmente la possibilità di eseguire facilmente la prova (es. Sonreb, trasmissione diretta).



Pianta Piano Terra e Piano Rialzato



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: PREPARAZIONE degli ELEMENTI

PREPARAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DA SOTTOPORRE A PROVA

N.B. La superficie degli elementi strutturali da testare deve essere **opportunamente preparata** prima delle prove; la preparazione vale sia per carotaggi che per prove non distruttive.

1. **Individuazione elemento e sua etichettatura;**
2. **Rimozione dell'intonaco** o altro materiale posto a ricoprimento dell'elemento strutturale, mediante scalpello e martello, fino allo strato superficiale di calcestruzzo, avendo cura di lasciare il più indisturbato possibile lo strato superficiale. La rimozione dell'intonaco deve essere effettuata per l'intera larghezza del pilastro, da un'altezza baricentrica di circa 150 cm (h pilastro circa 300 cm), per un'altezza totale di 60 cm (almeno 80 cm nei pilastri da carotare), per le due facce opposte dell'elemento strutturale;
3. **Raschiatura della superficie** di cls con mola a mano fino a riportarla in condizioni di lisciatura omogenea per la zona descritta precedentemente escludendo quindi l'impiego di mezzi meccanici che potrebbero intaccare lo strato superficiale del calcestruzzo;
(NOTA: la preparazione della superficie deve avvenire su entrambe le facce dell'elemento)
4. **Individuazione della posizione delle barre di armatura** (sia longitudinali che trasversali, con eventuali infittimenti) tramite pacometro e marcatura sulla superficie "pulita" dell'elemento;
5. Localizzazione del punto in cui effettuare la prova (preferibilmente centrale, se armature dispari valutare opportunamente);
(NOTA: è fondamentale richiudere il foro dopo l'esecuzione del carotaggio)

PREPARAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DA SOTTOPORRE A PROVA



Opportuna etichettatura degli elementi (prescrizioni Regione Toscana: l'etichetta deve includere il tipo di elemento – trave o pilastro, il piano a cui si esegue la prova, il n° dell'elemento, il tipo di prova che si prevede)

Rimozione dell'intonaco della parte interessata alla prova con localizzazione delle armature trasversali e longitudinali: caso di tre barre longitudinali sul lato dell'elemento strutturale (la carota sarà eccentrica)

Posizionamento della prova ultrasonica/sclerometrica: È preferibile comunque localizzare il carotaggio laddove si esegue anche la prova non distruttiva (confronto)



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ESECUZIONE PROVE

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI Normativa di riferimento UNI EN 12504-1

STEP di BASE PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE:

1. Individuazione dell'elemento da carotare e rilevamento posizione barre e staffe d'armatura su entrambe le facce dell'elemento indagato mediante pacometro e loro segnatura;
2. Effettuazione del carotaggio tramite carotatrice ad acqua a sola rotazione (e non a roto-percussione), con sistema di fissaggio del fusto della macchina direttamente sull'elemento;
3. Estrazione del provino conformemente a quanto previsto nella UNI EN 12504;
4. Richiusura del foro per l'estrazione;
5. Esecuzione prova di schiacciamento;
6. Interpretazione del risultato ottenuto dalla prova di schiacciamento.

PRESCRIZIONI GENERALI: misurazione del provino (geometria carota)

- **Diametro della carota** (d_m): deve essere misurato in più punti, in corrispondenza delle estremità opposte, della mezzeria e dei quarti di lunghezza (precisione dell'1%);
- La **lunghezza della carota**: massima e minima lunghezza devono essere misurate con dopo la preparazione della carota con la precisione dell'1%;
- Di ciascuna barra (se presente) deve essere misurato il diametro e la sua posizione, (misurata dal centro della barra considerata all'estremità della carota, in mm);
- Se è richiesto di determinare la **densità** della carota, questa deve essere valutata in accordo con la procedura specificata nella EN 12390-7 prima di cappare le estremità della carota.



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ESECUZIONE PROVE

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI Normativa di riferimento UNI EN 12504-1:2009

PRESCRIZIONI GENERALI: rapporto $D_{\text{inerte}}/D_{\text{carota}}$

- Il rapporto tra la massima dimensione dell'aggregato nel calcestruzzo e il diametro della carota è consigliabile sia minore di **1:3**, poiché questo ha forte influenza nella misura della resistenza.



INFLUENZA DELLA MASSIMA DIMENSIONE DELL'INERTE SUL RISULTATO DELLA PROVA

N.B. Sperimentazioni eseguite su carote di diametro pari a 25 mm, 50 e 100 mm contenenti aggregati di dimensioni massime pari a 20 e 40 mm hanno mostrato che:

- Per inerti di 20 mm: carote di diametro 100 mm erano circa il 7% più resistenti di quelle di diametro pari a 50 mm; quelle di diametro 50 mm erano circa il 20% più resistenti di quelle di diametro 25 mm;
- Per inerti di 40 mm: carote di diametro 100mm erano circa il 17% più resistenti di quelle di diametro pari a 50 mm; quelle di diametro 50 mm erano circa il 19% più resistenti di quelle di diametro 25 mm;

Aumento $D_{\text{inerte}}/D_{\text{carota}}$: Diminuzione della Resistenza ottenuta dalla prova

PRESCRIZIONI GENERALI: esecuzione carotaggio

- A meno che non sia altrimenti specificato, il carotaggio deve essere eseguito **perpendicolarmente** alla superficie dell'elemento e in modo da non danneggiare il provino.
- La carotatrice deve essere mantenuta stabile durante l'esecuzione della prova.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ESECUZIONE PROVE

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI Normativa di riferimento UNI EN 12504-1:2009

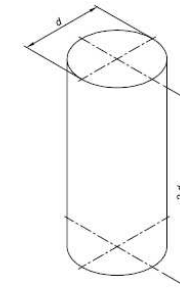
LIMITI DIMENSIONALI, TOLLERANZE e CONSERVAZIONE dei provini

Rapporto
LUNGHEZZA/DIAMETRO

2,0 se il risultato deve essere paragonato ad una resistenza cilindrica;
1,0 se il risultato deve essere paragonato ad una resistenza cubica;

- Planarità – liscezza delle superfici di estremità preparate mediante rettifica o cappatura usando cementi alluminosi o solfuri: conforme alla EN 12390-1;
- Perpendicolarità delle estremità preparate rispetto al lato del campione: conforme alla EN 12390-1;
- Rettilineità: la tolleranza sulla generatrice della carota deve essere pari al 3% del diametro medio della carota.

N.B. Se si provano carote aventi diametri minori, le tolleranze sopra riportate devono essere considerate in riferimento alla loro adeguatezza e eventualmente “ristrette” se necessario (ad esempio, ridotte in proporzione all’effettivo diametro del campione rispetto a 100 mm)



d, mm	100	113 ⁶⁾	150	200	250	300
6)	Questo cilindro ha una superficie di campo pari a 10 000 mm².					

- Dopo aver eseguito il prelievo, ciascun campione deve essere provvisto di una **idonea etichetta** di riconoscimento;
- Si deve prendere nota delle **condizioni ambientali** in cui i provini vengono conservati prima della prova; se è richiesto di provare il campione in ambiente saturo, le carote vanno immerse in acqua a $(20 \pm 2) ^\circ\text{C}$ per almeno 48 h prima dello schiacciamento.

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI Normativa di riferimento UNI EN 12504-1:2009

ESECUZIONE DELLA PROVA

- Eseguire la prova in accordo con la EN 12390-3, usando una macchina di compressione conforme alla EN 12390-4;
- Non eseguire lo schiacciamento su carote fessurate, bucate, che hanno perso aggregati;
- Rimuovere residui di materiale sulla superficie del campione e se deve essere testato ancora umido, rimuovere l'acqua residua;
- Registrare la condizione ambientale di umidità del campione al momento in cui si esegue la prova.





CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ELABORAZIONE DATI

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI, ELABORAZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE

N.B. Dalla prova eseguita in laboratorio si ricava il valore della rottura per compressione del provino (R_{car}); da questo, tramite formule che includono coefficienti atti a “depurare” il valore ottenuto in laboratorio da fattori di “disturbo”, si ricava il valore di R_{ck} . Tali fattori di “disturbo” sono:

- 1. PRESSIONE di CONSOLIDAMENTO:** il valore ottenuto dalla prova è legato alla posizione del prelievo nell'elemento strutturale e quindi alla diversa pressione che si determina nella pasta durante la presa e l'indurimento. Tale pressione dà luogo ad una progressiva riduzione dell'aria occlusa e alla migrazione dell'acqua presente e all'aumento localizzato del peso specifico del materiale. Le variazioni di resistenza conseguenti sono tanto maggiori quanto più il cls è di qualità scadente e variano dal 50 ÷ 70% tra la base e la sommità del pilastro;
- 2. AMBIENTE di MATURAZIONE:** La maturazione delle strutture in opera è diversa da quella ottenuta da campioni standard e tende, inoltre, a variare in funzione delle stagioni.
 - ✓ Perdita d'umidità della superficie: si forma uno strato superficiale (fino a circa 5 cm di profondità) di minor resistenza a causa della segregazione e dell'impoverimento della miscela; la riduzione del valore di rottura del provino, varia tra il 10% ed il 25%;
 - ✓ Differente maturazione tra strutture e campioni standard: La resistenza caratteristica valutata su cilindri di controllo maturati in cantiere, differisce da quella valutata sulle carote più in estate ed in inverno che in autunno; la diminuzione della resistenza sembra annullarsi all'aumentare dell'età di maturazione.



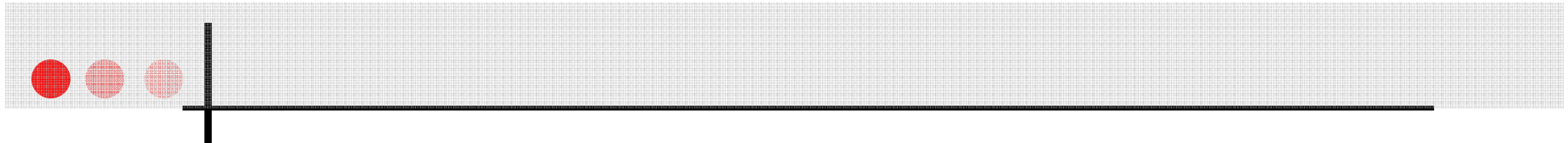
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ELABORAZIONE DATI

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI, ELABORAZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE

FATTORI CONNESSI COL METODO DI PROVA

3. **OPERAZIONI di PERFORAZIONE:** Possono dar luogo a disturbi sul campione estratto alterando la resistenza meccanica R_{car} . La coppia torcente esercitata dal meccanismo di prelievo produce una riduzione di resistenza media del 10%: all'aumentare della coppia torcente diminuiscono le caratteristiche meccaniche dei campioni estratti. Il decremento di resistenza è maggiore se l'operazione viene effettuata prima di 28 gg.
4. **DIREZIONE della PERFORAZIONE:** Le operazioni di perforazione possono dar luogo al danneggiamento del campione, provocando un decremento della resistenza meccanica, dipendente dalla direzione in cui è avvenuto il getto.
 - ✓ Perforazioni perpendicolari alla direzione del getto producono una diminuzione di resistenza variabile tra il 5 e l'8% per cls avente R_{ck} di 250 kg/cmq, e quasi nulla per R_{ck} pari a 400 kg/cmq.
 - ✓ Perforazioni in direzione parallela a quella di getto comportano riduzioni minori.
3. **DIMENSIONI delle CAROTE:** I valori della resistenza del conglomerato sono influenzati dal diametro, dall'altezza della carota e dalla dimensione massima dell'inerte. Mantenendo costante il rapporto altezza/diametro della carota e facendo variare il rapporto diametro carota/dimensione massima dell'inerte, si nota non tanto un'apprezzabile variazione del valore medio della resistenza quanto un aumento sensibile del coefficiente di variazione.



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ELABORAZIONE DATI

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI, INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE

N.B.

Non esiste uno standard nazionale di riferimento relativo al metodo di interpretazione dei risultati dei carotaggi



La responsabilità relativa all'interpretazione dei dati e l'assunzione dei valori di verifica rimane al professionista/Ufficio Tecnico

Resistenza di Carota R_{car} $\neq$ Resistenza cubica convenzionale R_{cub} (prove su cubi convenzionati), a causa dei fattori di “disturbo” legati alle caratteristiche dei provini e ai fattori esterni:

R1 Rapporto lunghezza/diametro

R2 Direzione di perforazione dei getti (orizzontale o verticale)

R3 Dimensioni del campione

R4 Posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale

Caratteristiche dei provini

V5 Disturbo conseguente alle operazioni di prelievo

V6 Presenza di armature

V7 Passaggio dalla resistenza cilindrica a quella cubica

V8 Modalità di preparazione e stagionatura

V9 Maturazione (età) al momento della prova

Variazioni dei valori di resistenza fra carote, cubi e cilindri standard

PROVE DI TIPO DISTRUTTIVO: CAROTAGGI, INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE

- R_{car} = **Resistenza di carota**, fornito dalla prova a compressione effettuata dal Laboratorio sul campione prelevato dall'elemento strutturale indagato;
- R_{cil} = **Resistenza cilindrica**, di un provino cilindrico standard (rapporto di snellezza $H/D=2$). Si ottiene tramite coefficienti correttivi che depurano il valore di R_{car} da fattori perturbativi (*operazioni di prelievo, rapporto di snellezza $\neq 2$, direzione di perforazione, presenza di barre d'armatura*). Si stima con:

BS 1881 Part. 120, Concrete Society, Cestelli Guidi

- $R_{eff.cub.in situ}$ = **Resistenza effettiva cubica**, ovvero di un provino cubico standard al momento del carotaggio sulla struttura esaminata. Si ottiene moltiplicando R_{cil} per un fattore di correzione che tiene conto delle diverse dimensioni di un provino cubico rispetto ad uno cilindrico (*differente rapporto altezza-lato, differente rapporto massa/superficie, differente direzione di prova*). Si stima con:

BS 1881 Part. 120, Concrete Society, Cestelli Guidi D.M. febbraio 1992 art. 4.0.2.

- $R_{cub. Conv.}$ = **Resistenza convenzionale**, ovvero del calcestruzzo a 28gg, ottenuta da cubi confezionati al momento del getto in opera e maturati in condizioni standard. Si ottiene incrementando mediante coefficienti correttivi $R_{eff.cub.in situ}$ per tenere conto dei fattori perturbativi dovuti alle operazioni di getto, alle differenti condizioni termoigrometriche ed all'età di maturazione. Si stima con:

PROVE NON DISTRUTTIVE: INDICE SCLEROMETRICO Norma UNI EN 12504-2:2001

L'indice sclerometrico di un'area di calcestruzzo indurito si determina utilizzando un **martello di acciaio azionato da una molla**.

Valutazione dell'**uniformità** del calcestruzzo in sito, delle zone o aree di calcestruzzo di scarsa qualità o deteriorate presenti nelle strutture.

N.B. Il metodo di prova NON è alternativo per la determinazione della resistenza alla compressione del cls ma, con una opportuna correlazione, può fornire una stima della resistenza in sito.

- Lo sclerometro è costituito da una massa battente d'acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione a contatto della superficie di prova;
- Si misura l'altezza (distanza) di rimbalzo della massa, dopo che questa è stata proiettata, con una data energia, contro la superficie da testare;
- Tramite curve, in dotazione allo strumento o ottenute con diversi metodi, l'indice sclerometrico ottenuto è correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo.





CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ESECUZIONE PROVE

PROVE NON DISTRUTTIVE: INDICE SCLEROMETRICO Norma UNI EN 12504-2:2001

APPARECCHIATURA

- **SCLEROMETRO:** maglio di acciaio caricato a molla che, quando viene rilasciato, colpisce un pistone di acciaio a contatto con la superficie del calcestruzzo. La distanza di rimbalzo del martello di acciaio dal pistone di acciaio deve essere misurata su una scala lineare applicata al telaio dello strumento. Esistono diversi tipi e formati di sclerometri per il controllo di varie classi di resistenza e tipi di cls: *ciascun tipo e formato di sclerometro dovrebbe essere utilizzato solo con la classe di resistenza e il tipo di cls per i quali è stato progettato;*
- **INCUDINE DI TARATURA:** incudine di acciaio per la verifica del martello, caratterizzata da una durezza minima di 52 HRC, una massa di (16 ± 1) kg e un diametro di circa 150 mm;
- **PIETRA ABRASIVA:** pietra al carburo di silicio con tessitura granulare media (o materiale equivalente), che serve a preparare opportunamente la superficie da testare rettificandola (vedi preparazione degli elementi anche per i carotaggi).

AREA DI PROVA

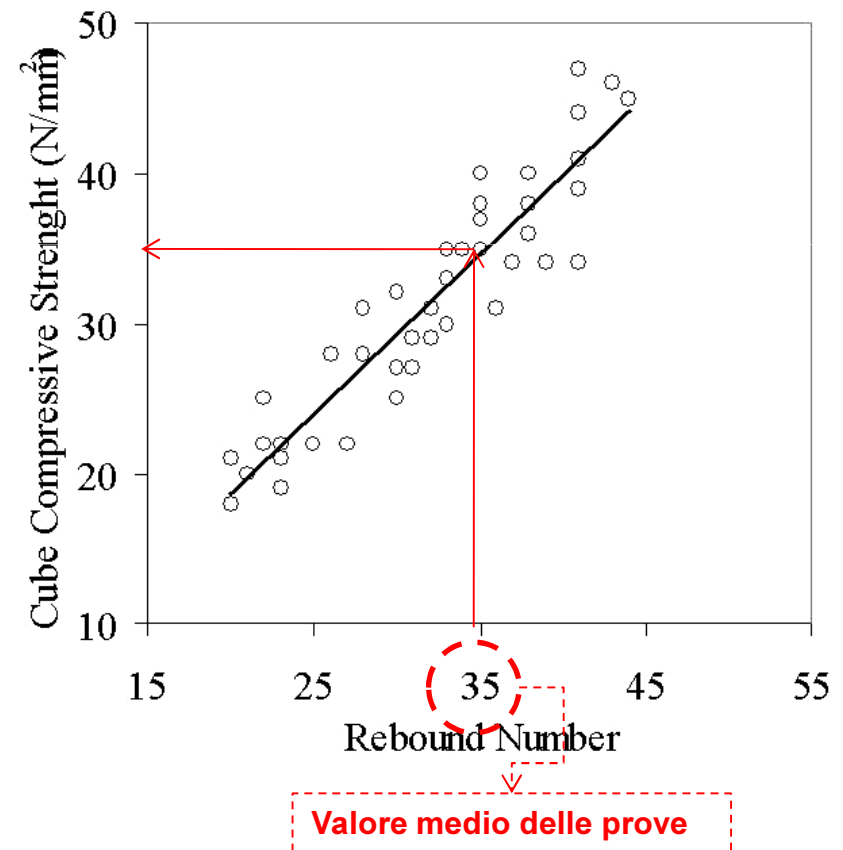
Gli elementi di calcestruzzo da sottoporre a prova devono essere di **almeno 100 mm di spessore** e fissati all'interno di una struttura. L'area da sottoporre a prova deve essere approssimativamente di **300 mm × 300 mm**, evitando aree con saldature, porosità ...

Nel selezionare l'area da sottoporre a prova si devono considerare diversi fattori, tra cui resistenza e tipo del calcestruzzo, tipo di superficie, umidità su di essa, eventuale carbonatazione, direzione della prova.

PROVE NON DISTRUTTIVE: INDICE SCLEROMETRICO Norma UNI EN 12504-2:2001

METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLA PROVA

1. Tenere saldamente lo sclerometro in una posizione che consenta al pistone di avere un **impatto perpendicolare** alla superficie di prova;
2. Aumentare gradualmente la pressione sul pistone fino all'impatto del martello e, dopo l'impatto, registrare l'indice sclerometrico;
3. Utilizzare un minimo di **nove misure** per ottenere una stima affidabile dell'indice sclerometrico;
4. Registrare la posizione e l'orientamento dello sclerometro per ciascuna serie di misurazioni (la distanza tra due punti di impatto deve essere superiore a 25 mm e nessun punto di impatto deve essere a meno di 25 mm da un bordo).
5. Il risultato deve essere calcolato come la **media** di tutte le misure, modificata in base all'orientamento dello sclerometro ed espressa come numero intero.



E' utile disegnare una regolare griglia di linee distanti da 25 mm a 50 mm l'una dall'altra e considerare le intersezioni delle linee come punti di prova. Se l'impatto ha frantumato o danneggiato la superficie, scartare il risultato.

PROVE NON DISTRUTTIVE: INDICE SCLEROMETRICO Norma UNI EN 12504-2:2001

FATTORI CHE INFLUISCONO SULL'INDICE DI RIMBALZO

Distanza di rimbalzo → Indice Sclerometrico → Stima della resistenza del calcestruzzo

N.B. Si parla di STIMA, perché diversi fattori possono influenzare il valore della resistenza ottenuta tramite le curve di correlazione, per cui questo tipo di prove, da solo, non vale per la determinazione della resistenza del cls

Resistenza/rigidezza del cls

La **distanza di rimbalzo** dipende **dall'energia cinetica** dalla massa battente prima dell'impatto e dall'aliquota che viene assorbita nell'impatto: una parte di tale energia è assorbita dall'attrito meccanico dello strumento, un'altra è assorbita nell'interazione tra l'asta e il calcestruzzo, per cui:

- ✓ I calcestruzzi poco rigidi e resistenti assorbono più energia nell'urto, rispetto a calcestruzzi più rigidi e resistenti, fornendo un minore valore dell'indice di rimbalzo;
- ✓ Due calcestruzzi con diversa composizione possono avere la stessa resistenza ma rigidezza diversa e quindi si possono ottenere due differenti indici di rimbalzo anche a parità di resistenza;
- ✓ Due calcestruzzi con diverse resistenze possono avere lo stesso indice di rimbalzo, se la rigidezza del meno resistente è maggiore di quella del più resistente.

PROVE NON DISTRUTTIVE: INDICE SCLEROMETRICO Norma UNI EN 12504-2:2001

FATTORI CHE INFLUISCONO SULL'INDICE DI RIMBALZO

Caratteristiche del punto di prova

- ✓ La norma UNI prescrive di effettuare almeno **9 misure**, non sovrapposte, per ogni punto da esaminare, e che l'indice di rimbalzo venga individuato come media dei nove indici misurati;
- ✓ La norma americana ASTM C 805 prevede, invece, la esecuzione di **10 misure**; se una delle misure differisce dalla media di sette o più unità di rimbalzo essa viene scartata, e viene determinata una nuova media sulla base delle misure restanti; qualora più di due misure differiscano dalla media di sette o più unità, l'intero gruppo di letture va scartato.

N.B. La prova coinvolge soltanto lo **strato superficiale** di calcestruzzo, per cui il risultato può non essere rappresentativo del calcestruzzo interno: il fenomeno di **CARBONATAZIONE** che interessa nel tempo il solo strato superficiale aumentandone la rigidità, può portare a valori dell'indice di rimbalzo maggiori di quelli rappresentativi del calcestruzzo interno.

Cls poco rigidi



Minor valore dell'Indice di Rimbalzo



Cls con uguale resistenza ma rigidità diversa possono fornire valori diversi dell'indice di rimbalzo

Indice di rimbalzo



La prova si effettua su strati superficiali del cls



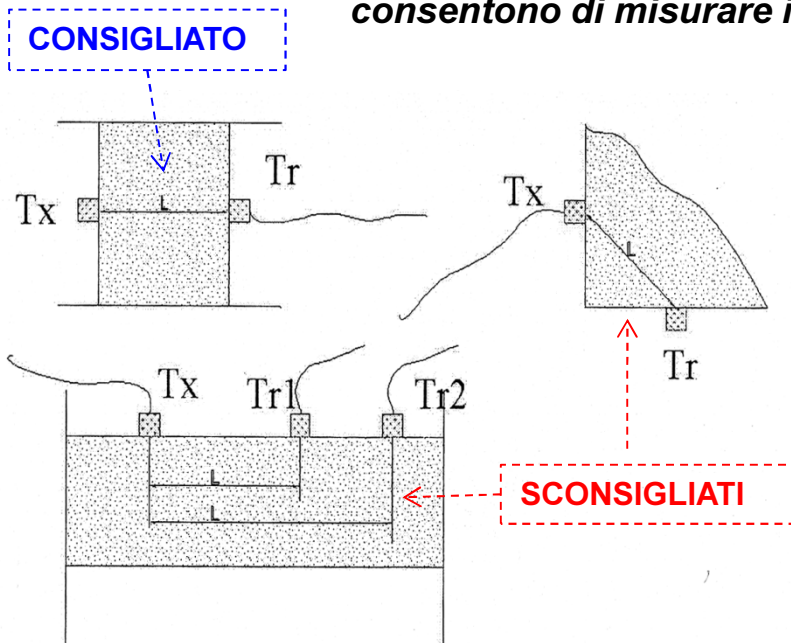
Fenomeni come la Carbonatazione possono notevolmente influenzare il risultato della prova (la carbonatazione aumenta la rigidità superficiale)

PROVE NON DISTRUTTIVE: prove ULTRASONICHE Norma UNI EN 12504-4:2005

Prove ultrasoniche

Si misura il tempo impiegato da onde soniche di adeguata frequenza (20-150 KHz) ad attraversare un mezzo compreso tra due trasduttori collocati ad una data distanza, ricavandone la **velocità di propagazione**.

“Un treno d'onde longitudinali è prodotto mediante un trasduttore elettroacustico tenuto in contatto con una superficie del calcestruzzo sottoposto a prova. Dopo aver attraversato un percorso di lunghezza nota, all'interno del calcestruzzo, il treno d'onda è convertito in segnale elettrico mediante un secondo trasduttore, e dei circuiti di temporizzazione elettronica consentono di misurare il tempo di transito degli impulsi”.



Il modo migliore per effettuare le letture è quello “**diretto**”, cioè con i due trasduttori disposti in contrapposizione su due superfici tra loro parallele.

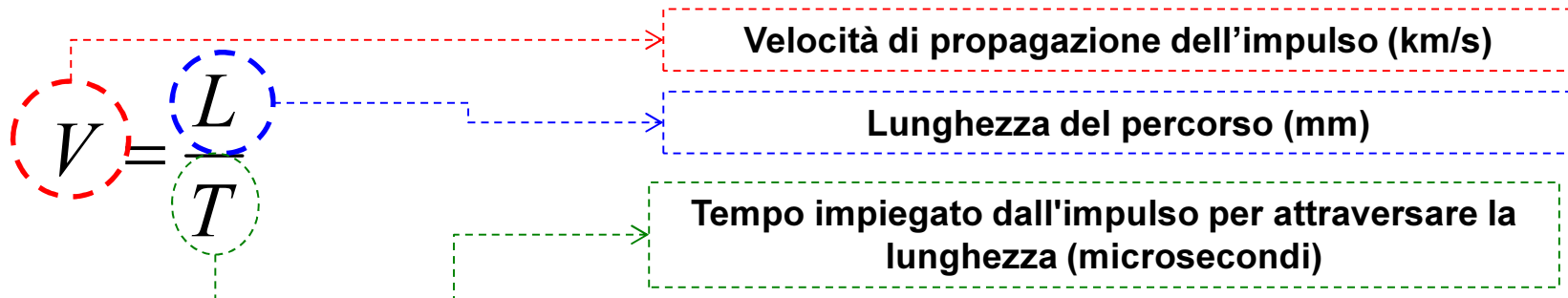
1. *Misurazione diretta*
2. *Letture d'angolo (semidiretta)*
3. *Letture superficiali (indiretta)*

PROVE NON DISTRUTTIVE: prove ULTRASONICHE Norma UNI EN 12504-4:2005***APPARECCHIATURA di prova***

- Generatore di impulsi elettrici;
- Coppia di trasduttori con frequenza naturale compresa tra 20 kHz e 150 kHz.;
- Amplificatore;
- Dispositivo elettronico per la misurazione dell'intervallo di tempo che intercorre tra la partenza di un impulso generato dal trasduttore emittente e il suo arrivo al trasduttore ricevente (oscilloscopio o contatore dei tempi con display digitale)

EFFETTUAZIONE DELLE MISURAZIONI

1. VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DEL PERCORSO CONSIDERATO (varia per trasmissione diretta, semidiretta e indiretta);
2. VALUTAZIONE DEL TEMPO DI TRANSITO;
3. CALCOLO DELLA VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DELL'IMPULSO.





CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

CLS: ESECUZIONE PROVE

PROVE NON DISTRUTTIVE: prove ULTRASONICHE Norma UNI EN 12504-4:2005

N.B. Esistono sono curve per correlare la velocità di propagazione con la resistenza del materiale, e, anche in questo caso, i fattori che influenzano il risultato sono molteplici.

1. **Tipo di cemento:** non molto significativo se non per calcestruzzi “giovani”;
2. **Dimensioni degli inerti:** la presenza di inerti grandi fa aumentare la velocità di propagazione, anche se la resistenza resta costante;
3. **Rapporto acqua/cemento** e dosaggio cemento: riducendo il rapporto A/C la velocità resta pressoché costante mentre la resistenza aumenta anche considerevolmente;
4. **Età del conglomerato:** la velocità, al contrario della resistenza, è inversamente proporzionale all’età di stagionatura;
5. **Contenuto di umidità:** all’aumentare del contenuto di umidità si ha un aumento della velocità fino al 5% ed una diminuzione del carico di rottura;
6. **Stato di sollecitazione:** la velocità ultrasonica non è influenzata dallo stato di sollecitazione, in cui si trova l’elemento in prova, fino a sforzi nel materiale pari a circa il 50% del carico di rottura; per livelli di sforzo più elevati si osserva una riduzione della velocità causata dalla formazione di microfessure;
7. **Presenza di armature:** la velocità di trasmissione nell’acciaio è circa del 40% superiore alla velocità di trasmissione nel calcestruzzo; in un elemento in c.a. fortemente armato si può rilevare, quindi, una velocità ben maggiore di quella effettiva, specialmente se le barre sono disposte parallelamente alla direzione di propagazione.

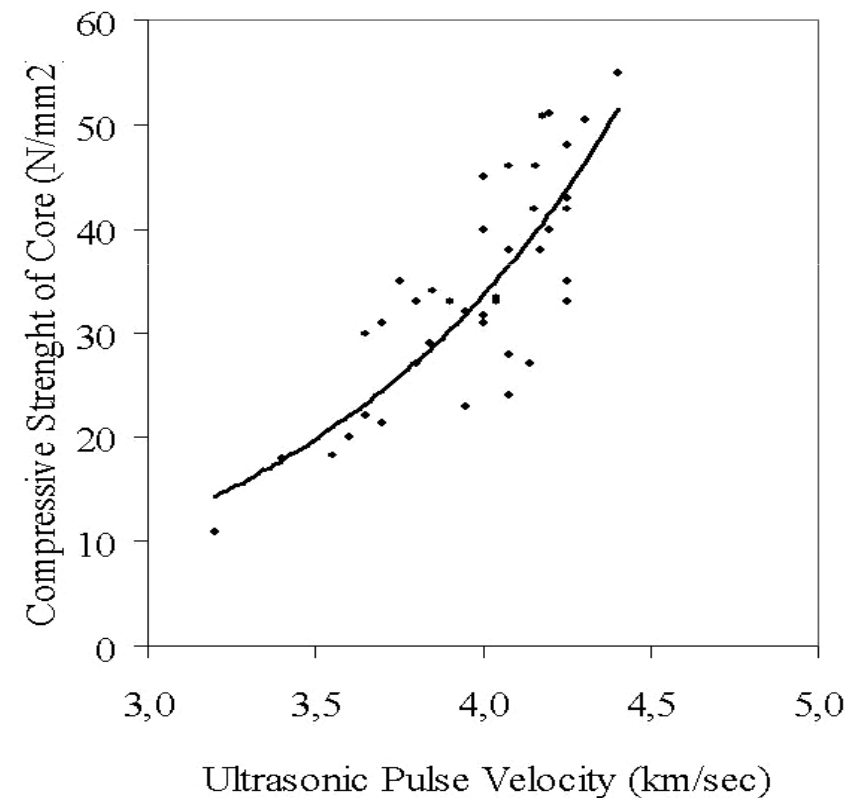
E' piuttosto difficile correlare la velocità ultrasonica con la resistenza del cls

PROVE NON DISTRUTTIVE: prove ULTRASONICHE Norma UNI EN 12504-4:2005

Esempio di curva di correlazione tra velocità di propagazione e resistenza a compressione del cls

- ✓ *Il metodo ultrasonico si rivela molto affidabile nel valutare la OMOGENEITÀ del conglomerato e rilevarne lo STATO FESSURATIVO;*
- ✓ Le curve di correlazione sono generalmente ottenute per uno specifico tipo di cls, per cui non hanno validità generale e non sono facilmente impiegabili;
- ✓ Le curve di correlazione forniscono risultati poco attendibili in presenza di calcestruzzi degradati o comunque di bassa resistenza, situazione che si ritrova praticamente sempre negli edifici esistenti su cui si vuole agire con interventi di miglioramento/adeguamento.

Quindi, in generale impiegare la velocità ultrasonica di propagazione dell'impulso per stimare la resistenza a compressione del cls è poco affidabile



N.B: a differenza della curva di correlazione dell'indice di rimbalzo, quella velocità di propagazione/resistenza non è lineare

PROVE NON DISTRUTTIVE: prove combinate tipo SONREB (metodologia Regione Toscana)

Contenuto di umidità

Sottostima dell'indice sclerometrico

Sovrastima della velocità ultrasonica

Età del calcestruzzo

All'aumentare dell'età del cls l'indice sclerometrico cresce

All'aumentare dell'età del cls la velocità ultrasonica diminuisce



L'uso combinato delle due tecniche può compensare gli errori che si commettono eseguendo singolarmente le due metodologie

**Metodo combinato SONREB
(SONic + REBound = ultrasuoni + sclerometro).**

- Valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica V ;
- Valutazione dell'indice di rimbalzo S ;
- Calcolo della resistenza attraverso formule del tipo:

$$R_c = a \cdot V^b \cdot S^c$$

DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' DI CARBONATAZIONE Norma UNI 9944:1992

UNI 9944:1992

Determinare le caratteristiche di conservazione delle armature mediante il prelievo e l'analisi di campioni di cls, su cui si valuta la profondità di **CARBONATAZIONE**. La prova si può eseguire su carote appena estratte, su frammenti prelevati dal copriferro o a diverse profondità nel cls.

1. La carbonatazione determina un abbassamento del pH dell'ambiente in cui si trovano le armature metalliche, **favorendo il processo di corrosione**; se la carbonatazione interessa gli strati più interni del copriferro, la diffusa ossidazione delle armature può determinare un aumento di volume delle stesse, con conseguente espulsione del copriferro.
2. La carbonatazione **aumenta la durezza superficiale del cls** del copriferro, cui non corrisponde un aumento delle resistenza:
 - *Comprendere l'attendibilità del dato ottenuto dalla prova sclerometrica;*
 - *Ricavare un provino escludendo le estremità della carota soggette a carbonatazione.*



Esempio di carota trattata con fenolftaleina per la determinazione della profondità di carbonatazione



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE BARRE DI ARMATURA

EDIFICI ESISTENTI

Negli edifici esistenti il problema maggiore è relativo all'**ESTRAZIONE** della barre di armatura dagli elementi strutturali (es. nelle riprese dei pilastri), soprattutto perché è complicato il RIPRISTINO (le barre usate in passato NON erano SALDABILI)

1. Individuare il punto in cui è possibile estrarre la barra;
2. Valutare la possibilità di ottenere uno spezzone di armatura di lunghezza sufficiente;
3. Esecuzione della **prova di trazione** per le caratteristiche meccaniche;
4. Valutazione del degrado dovuto agli agenti atmosferici a cui la barra è stata sottoposta (eventuali **analisi chimiche** sulle barre estratte, è sufficiente uno spezzone più corto);

NUOVE COSTRUZIONI

Negli edifici di nuova costruzioni sono richieste prove specifiche per verificare il rispetto delle barre impiegate in sede di realizzazione con quanto assunto in fase di progettazione.

Le barre di armatura da impiegare nelle nuove costruzioni possono essere ricavate da diversi processi di produzione (barre tipo Tempcore, ricavate da rotolo, filo...).

E' necessariamente richiesto che le barre di armatura da impiegare nelle costruzioni siano ad aderenza migliorata e saldabili.

BARRE DA C.A. IN EDIFICI ESISTENTI: CRITERI GENERALI DI RIFERIMENTO

E' fondamentale la conoscenza delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio (snervamento f_y , resistenza ultima f_t e allungamento a carico massimo A_{gv}). In assenza di prove specifiche, è possibile fare riferimento alle normative vigenti all'epoca di realizzazione del fabbricato in esame.

Per eseguire una verifica di vulnerabilità su un edificio esistente e progettare un eventuale intervento di ripristino è necessario conoscere approfonditamente le caratteristiche meccaniche delle barre di acciaio in esso presenti:

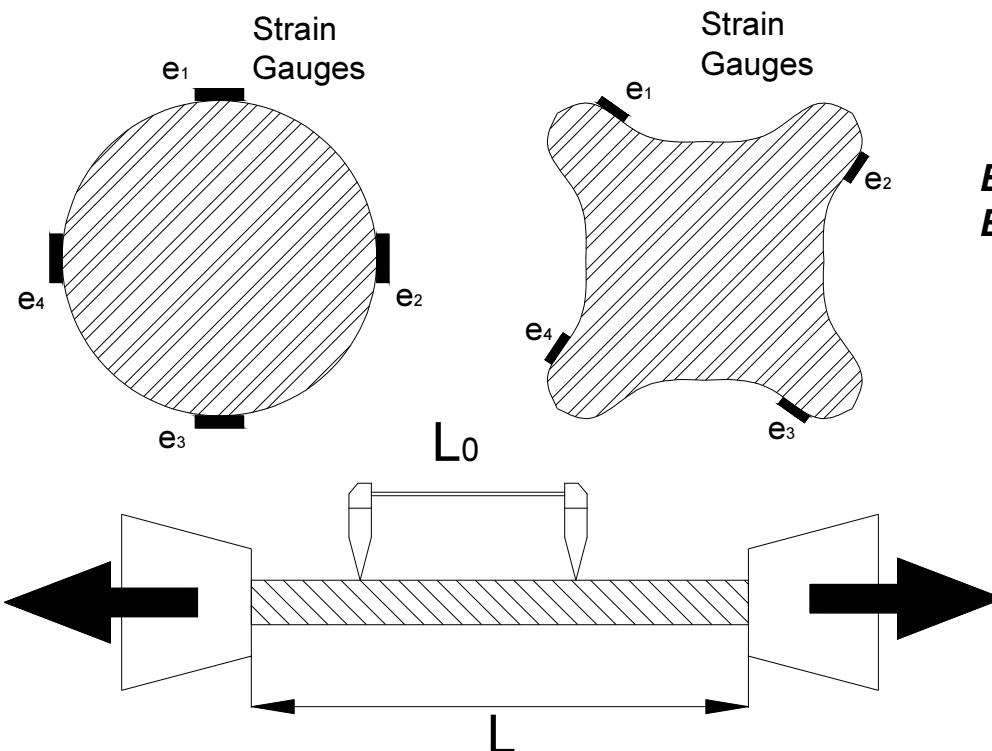
1. **ESTRAZIONE DI BARRE IN ACCIAIO DAGLI ELEMENTI STRUTTURALI** (gen. Pilastri in corrispondenza dei ferri di ripresa);
2. **ESECUZIONE DI PROVE DI TRAZIONE** (la lunghezza dello spezzone estratto deve essere sufficiente) secondo le prescrizioni della UNI 6892;

Qualora non sia possibile eseguire prove meccaniche sperimentali, è possibile riferirsi alle normative vigenti all'epoca di realizzazione del fabbricato (n.b. è frequente però che il valore reale dello snervamento dell'acciaio sia maggiore di quello nominale assunto in norma, quindi la verifica potrebbe essere esageratamente cautelativa). Si possono quindi eseguire analisi statistiche sulle caratteristiche meccaniche degli acciai da c.a. ricavate ovviamente per mezzo di prove di trazione in edifici esistenti "simili" per poter assumere valori attendibili delle caratteristiche meccaniche.

3. **ACCURATA ANALISI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI BARRE ESISTENTI**

Procedura concorde alle prescrizioni della **UNI EN ISO 6892:2009**;

- 2) Posizionamento degli estensimetri sulla barra concorde alla norma ASTM- E1012-89
- 3) Il tipo e il set-up dei trasduttori (spostamento) sono definiti in base alla UNI EN 6892;



Barre tonde lisce (o nervate)
Barre tipo RUMI (sezione quadrata)

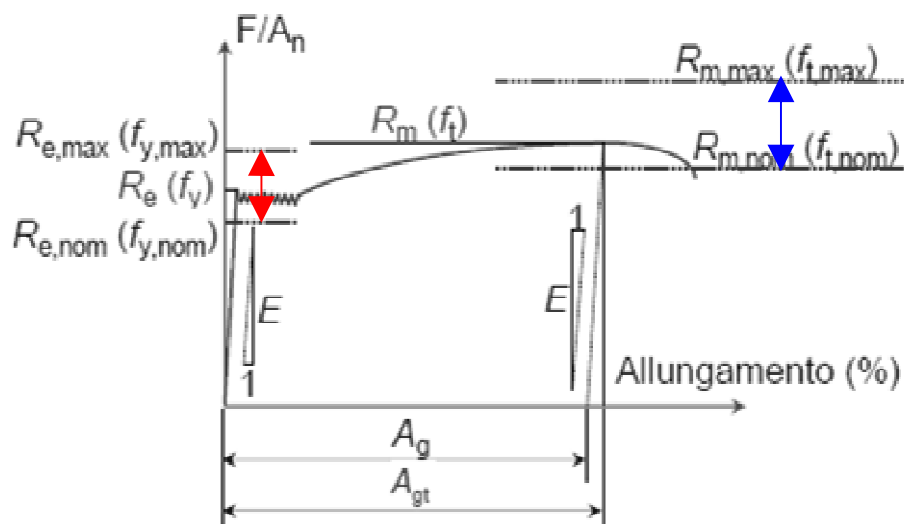
*Posizionamento della barra tra le
 ganasce della macchina di trazione*

$$L_0 = \max \{ 5 \cdot \phi_{\text{rebar}} ; 100\text{mm} \}$$

(lunghezza di riferimento)

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE di TRAZIONE, UNI EN ISO 6892:2009

Acciai a Snervamento definito



N.B. si distinguono due diverse “classi” di acciai, quelli con snervamento definito e quelli che invece presentano una curva tensione-deformazione pressoché continua.

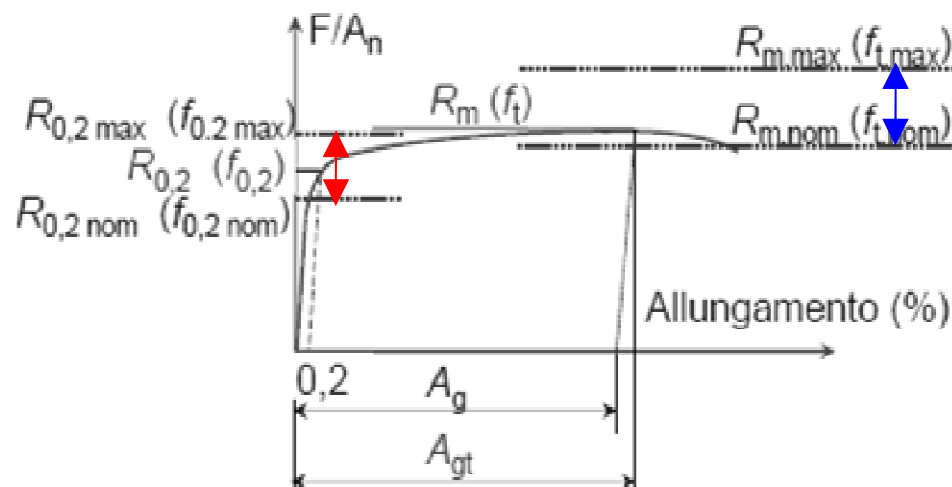
Variabilità tensione di rottura f_t

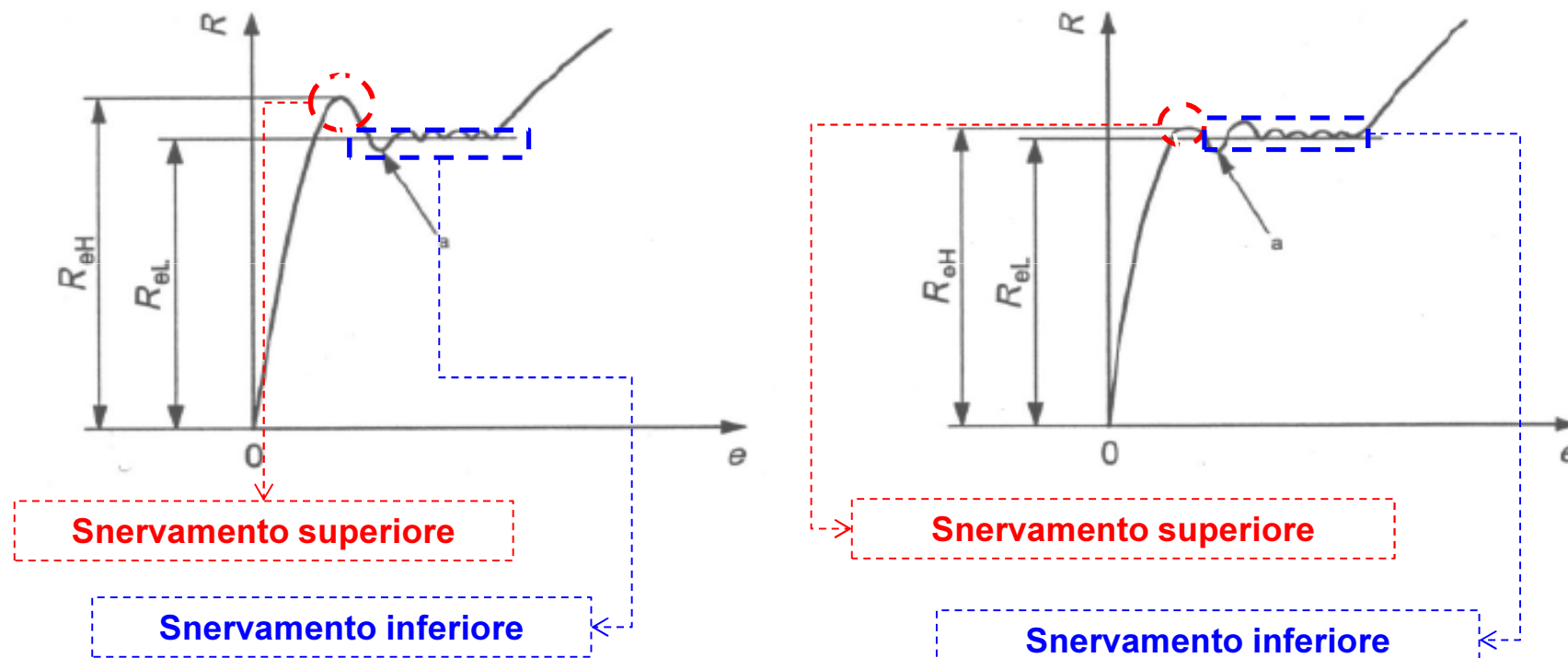
Variabilità tensione di snervamento f_y

Acciai a Snervamento NON definito

Variabilità tensione allo 0.2% di scostamento dalla proporzionalità

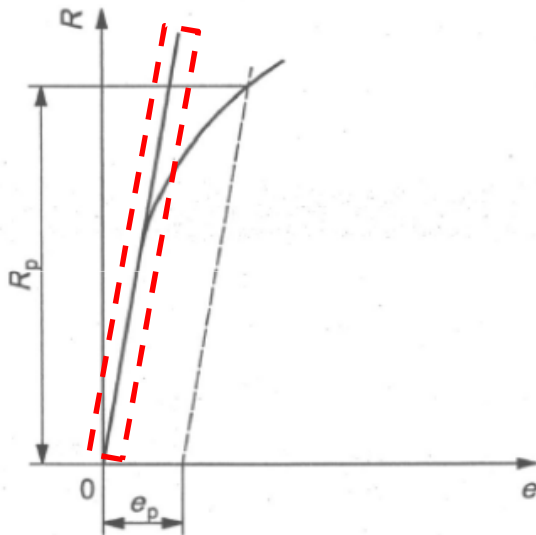
Variabilità tensione di rottura f_t





Snervamento superiore R_{eH} : il massimo valore di tensione raggiunto prima del 1° decremento di forza;
Snervamento superiore R_{eL} : il minimo valore di tensione raggiunto durante la plasticizzazione a snervamento, senza considerare effetti transitori iniziali.

N.B. Le figure sono tratte dalla UNI EN ISO 6892:2009: R_{eH} (snervamento superiore) è quello che corrisponde comunemente alla tensione di snervamento

**TRATTO ELASTICO BEN DEFINITO**

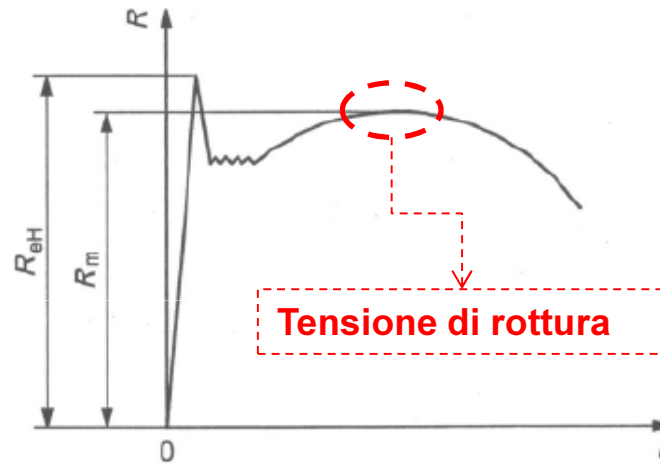
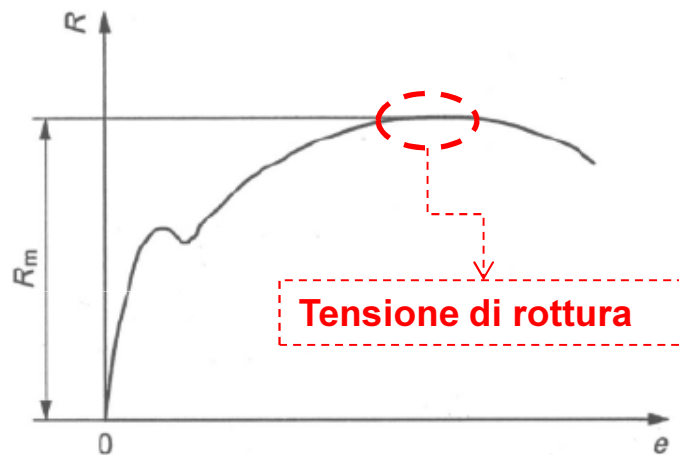
- Si deve tracciare una **linea parallela al tratto lineare elastico** della curva tensione-deformazione (o forza-spostamento) ad una distanza pari alla prescritta deformazione plastica e_p (e.g. 0.2%);
- Il valore che si trova dall'intersezione tra la retta parallela e la curva di prova corrisponde a R_p ;

TRATTO ELASTICO NON BEN DEFINITO

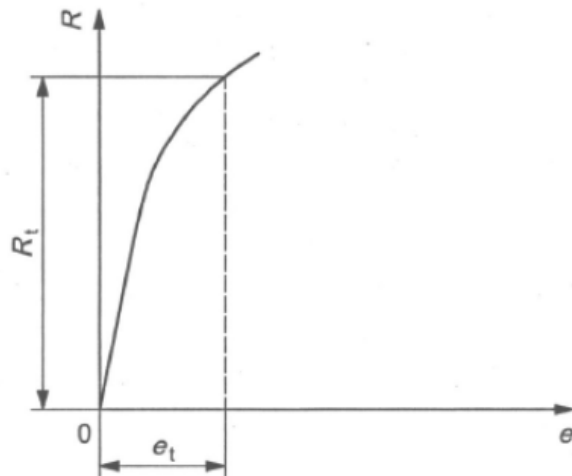
- Superata la presunta R_p , si scarica fino ad un valore pari al 10% della forza ottenuta, dopodiché si ricarica fino a che non la si supera di nuovo;
- Si traccia una linea attraverso il ciclo isteretico e una linea ad essa parallela ad una distanza dalla corretta origine della curva, misurata lungo l'ascissa, pari alla prescritta deformazione plastica;
- Il valore che si trova all'intersezione di questa retta con la curva di prova corrisponde a R_p .

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE di TRAZIONE, UNI EN ISO 6892:2009

DETERMINAZIONE della TENSIONE di ROTTURA: barre con snervamento definito



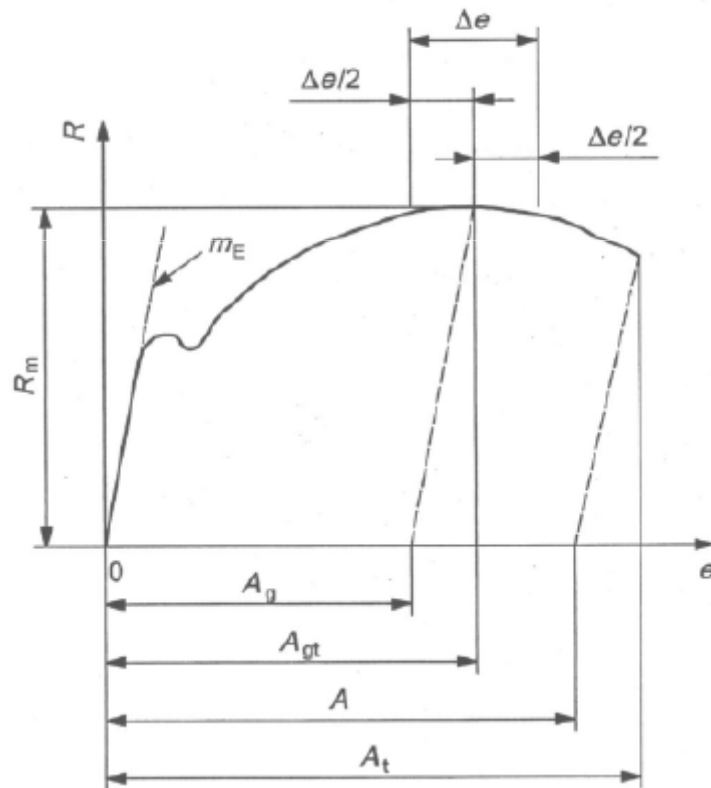
DETERMINAZIONE della TENSIONE ad un prefissato livello di allungamento totale



- Si traccia una linea parallela all'asse delle ordinate (forza) ad una distanza da questo pari alla prescritta deformazione totale;
- Il punto di intersezione con la curva di prova corrisponde al valore di R_t .

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE DI TRAZIONE

MISURA DELL'ALLUNGAMENTO TOTALE % (A): manuale e con estensimetri



N.B. Per poter comparare le due misure occorrono ulteriori aggiustamenti

Percentuale di allungamento dopo la rottura
MISURA MANUALE

$$A = \frac{L_U - L_0}{L_0} \cdot 100 \quad \text{UNI EN ISO 6892-1:2009}$$

L_0 lunghezza iniziale di riferimento (100 mm, N.B. UNI EN ISO 15630-1:2004: $L_0=5\phi$)

L_u lunghezza finale dopo la rottura

N.B. Per effettuare correttamente la misura (manualmente) è necessario riaccostare con cura in linea retta le due parti della barra rotta

MISURA CON ESTENSIMETRI

Non è necessario avere una misura di riferimento; A è misurato come *allungamento totale a rottura* e quindi è necessario sottrarre l'allungamento elastico per ottenere l'allungamento percentuale a rottura. E' valida solo se la rottura avviene tra gli estensimetri.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE DI TRAZIONE

MISURA dell'ALLUNGAMENTO TOTALE % a CARICO MASSIMO (A_{gt}): manuale e con estensimetriPer determinare A_{gt} :

- Se si usano degli **estensimetri** A_{gt} (UNI EN ISO 6892:2009) si calcola con la formula:
- Se è calcolata con il **metodo manuale** si calcola con la formula (UNI EN ISO 15630-1:2004):

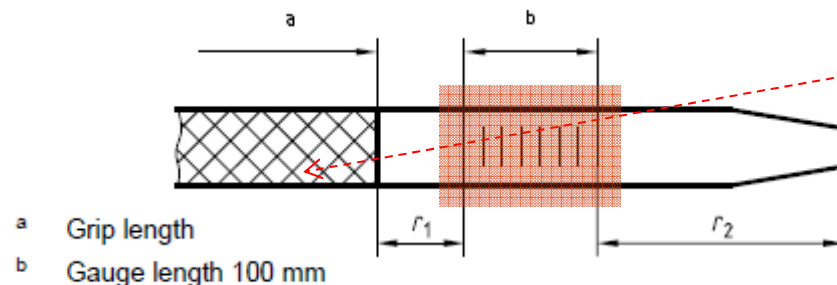
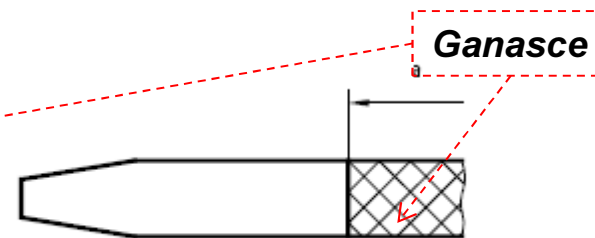
$$A_{gt} = \frac{\Delta L_m}{L_e} \cdot 100$$

$$A_{gt} = A_g + R_m / 2000$$

 ΔL_m allungamento a carico massimo; L_e lunghezza di riferimento dell'estensimetro.

In cui:

- A_g è la % non proporzionale di allungamento a carico massimo;
- A_g si misura su una lunghezza di 100 mm ad una distanza (r_2) di almeno 50 mm o 2d (la maggiore) fuori dalla zona di rottura sulla parte più lunga;

Misura di A_{gt} con metodo manuale UNI EN ISO 15630:2004

N.B. La misura si considera non valida se la distanza r_1 tra le ganasce e la lunghezza di riferimento è minore di 20 mm o del diametro



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

ACCIAIO DI ARMATURA

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE DI TRAZIONE SU BARRE ESISTENTI

1. Barre provenienti da edificio scolastico demolito (Villafranca in Lunigiana, oggi sostituito da un nuovo edificio);

Acciaio tipo RUMI

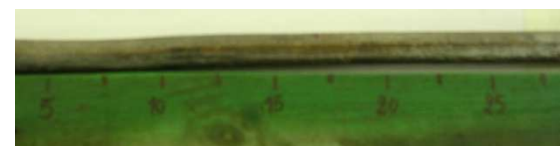


2. Barre provenienti da uno dei vecchi edifici del gruppo RIVA a Genova (risalente all'incirca agli anni '20);

Barre tonde lisce f
variabili tra 8 e 20 mm



N.B. Non tutte le barre sono perfettamente rettilinee; raccolte circa 100 barre da testare.



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

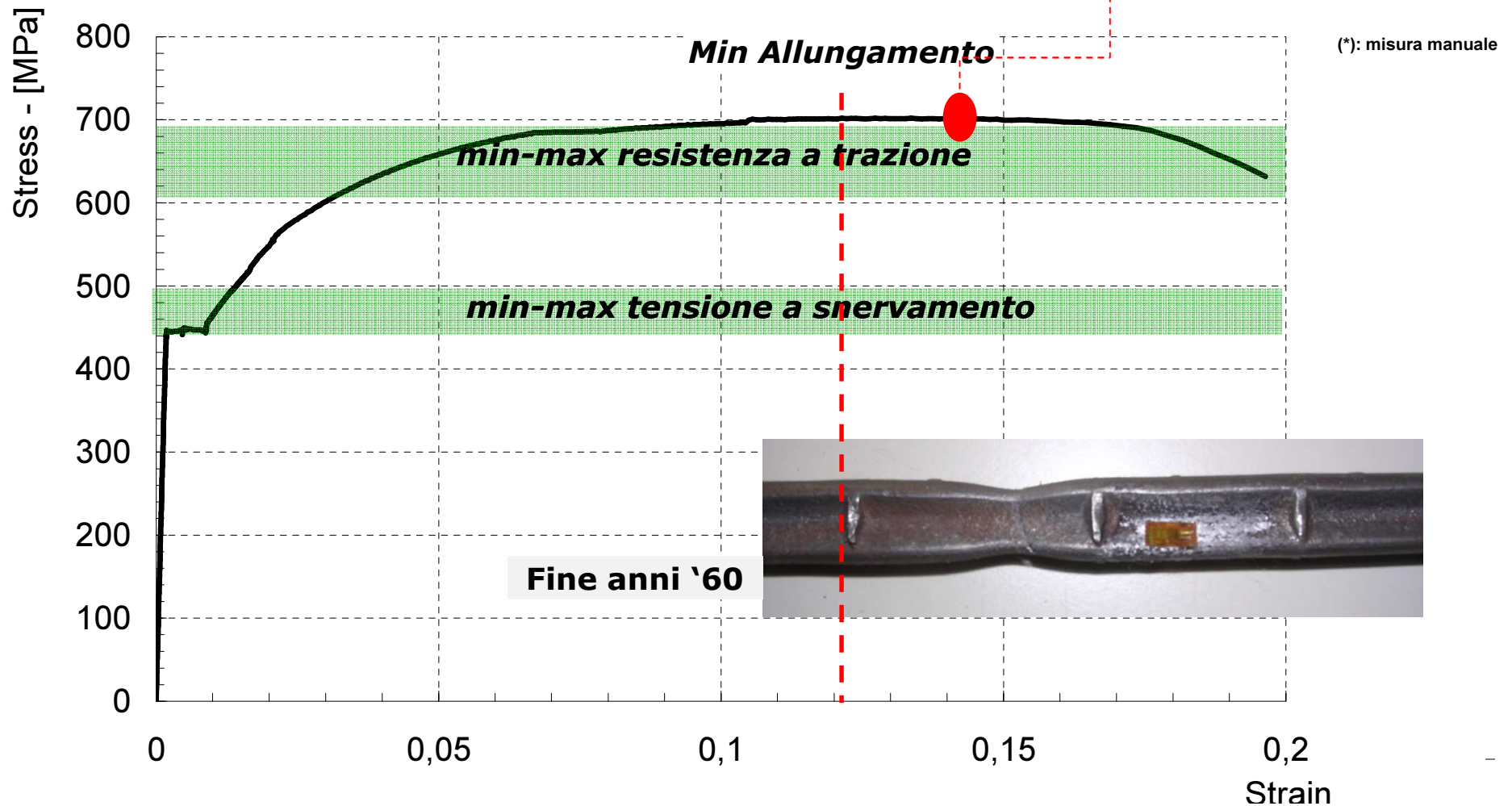
ACCIAIO DI ARMATURA

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE DI TRAZIONE SU BARRE ESISTENTI

VILAFRANCA

Barre tipo RUMI B1-1

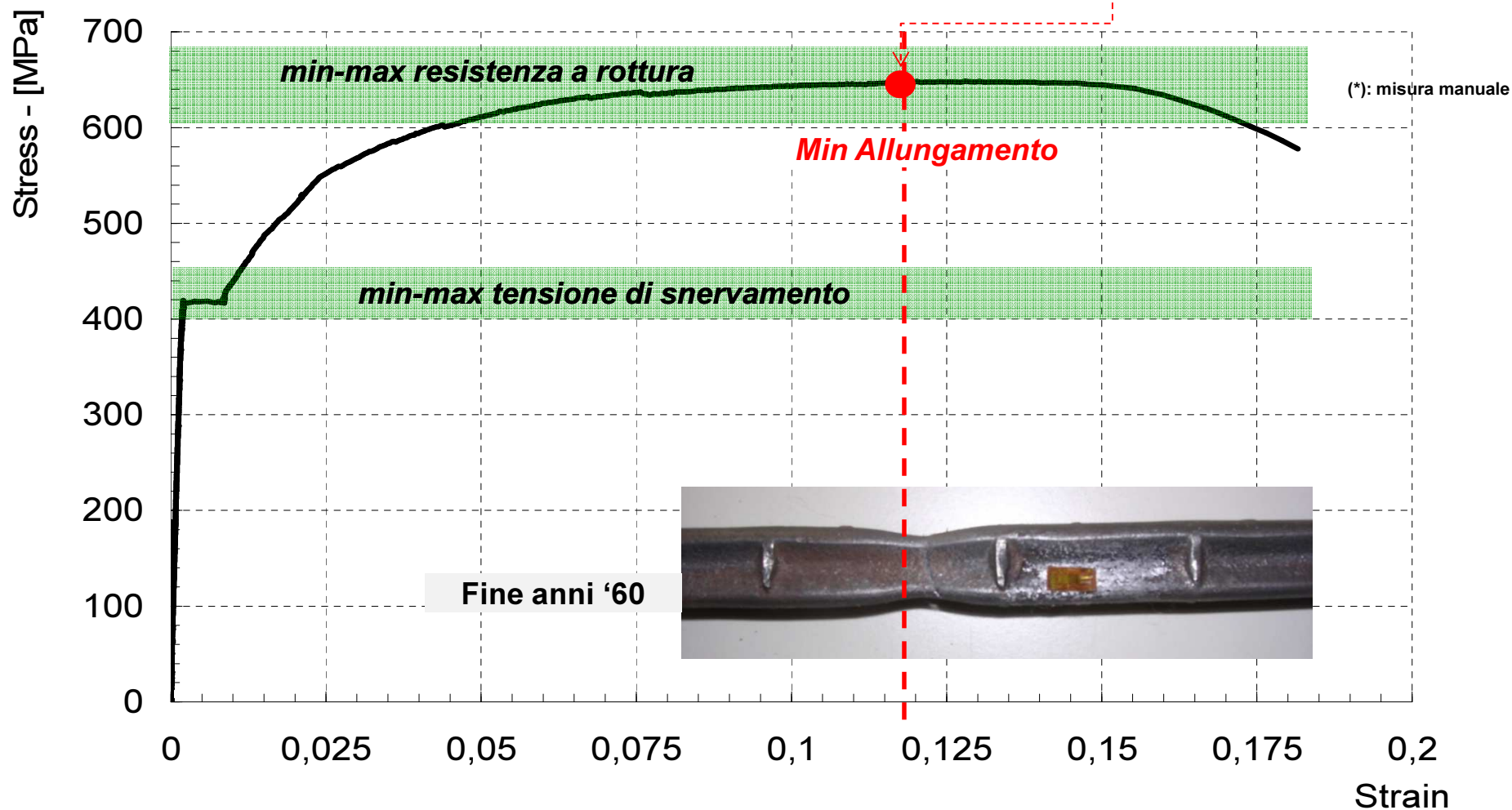
f_y : 443 MPa, f_t : 700 MPa, $A_{gt(*)}$: 13,75%



VILAFRANCA

Barre tipo RUMI B1-2

f_y : 420 MPa, f_t : 658 MPa, $A_{gt(*)}$: 11,9%



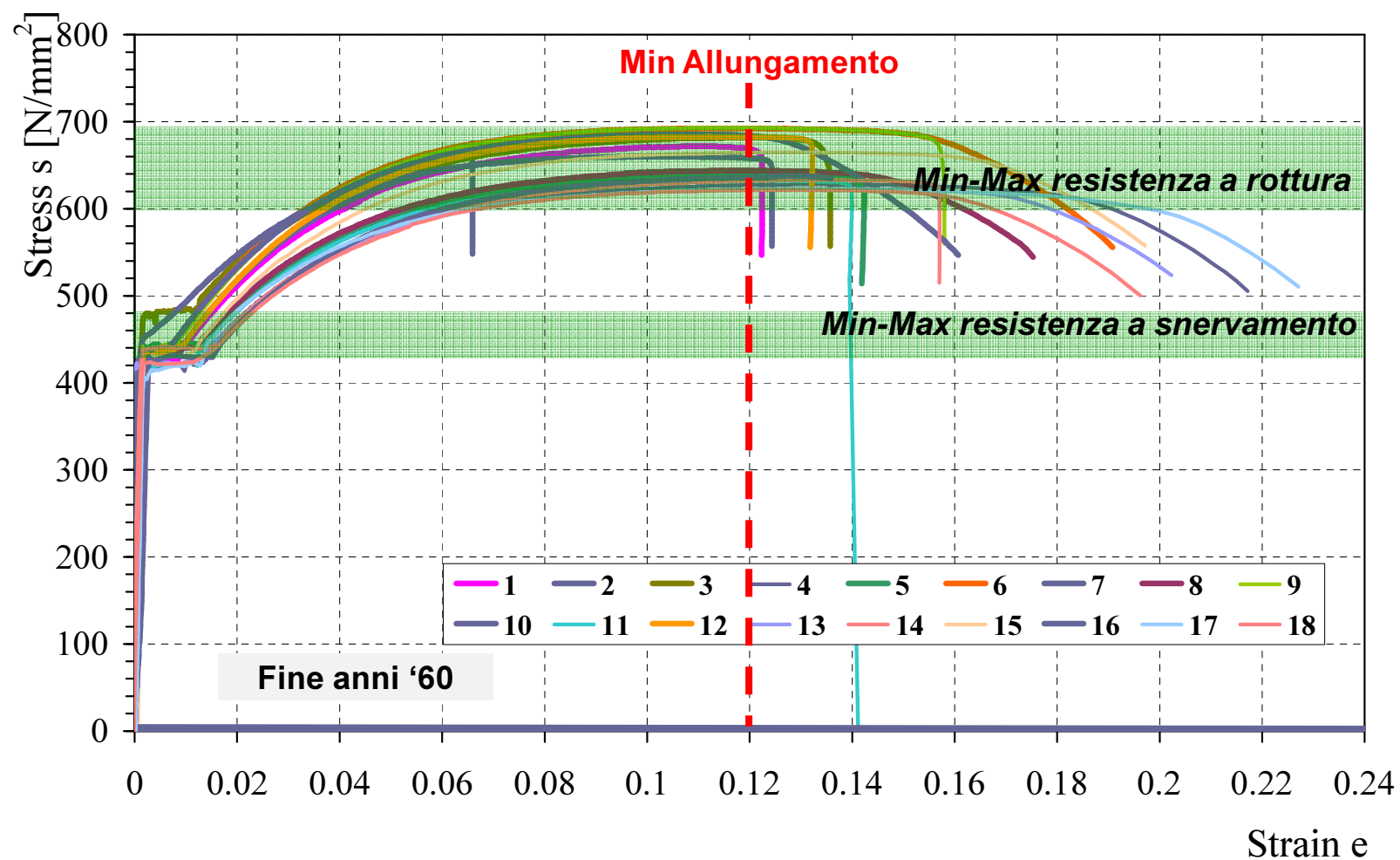
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

ACCIAIO DI ARMATURA

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE DI TRAZIONE SU BARRE ESISTENTI

VILLAFRANCA

Barre tipo RUMI (nervate, fine anni '60): DATI RIASSUNTIVI



CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

ACCIAIO DI ARMATURA

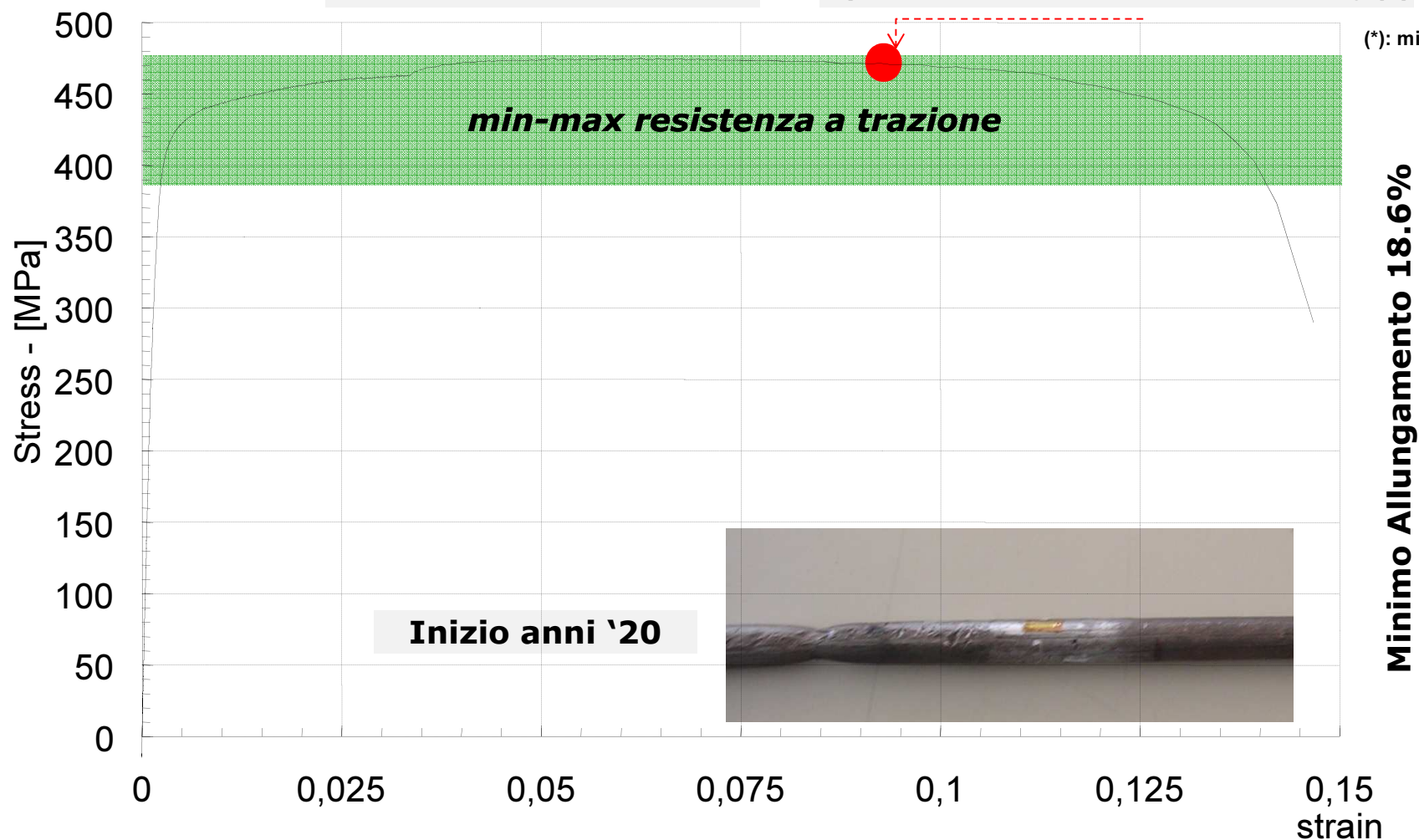
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE DI TRAZIONE SU BARRE ESISTENTI

Edificio RIVA

Barre Lisce, tipo B4-1

$f_{y0,2\%}: 432 \text{ MPa}$ $f_t: 474 \text{ MPa}$, $A_{gt(*)}: 9,5 \%$

(*): misura manuale

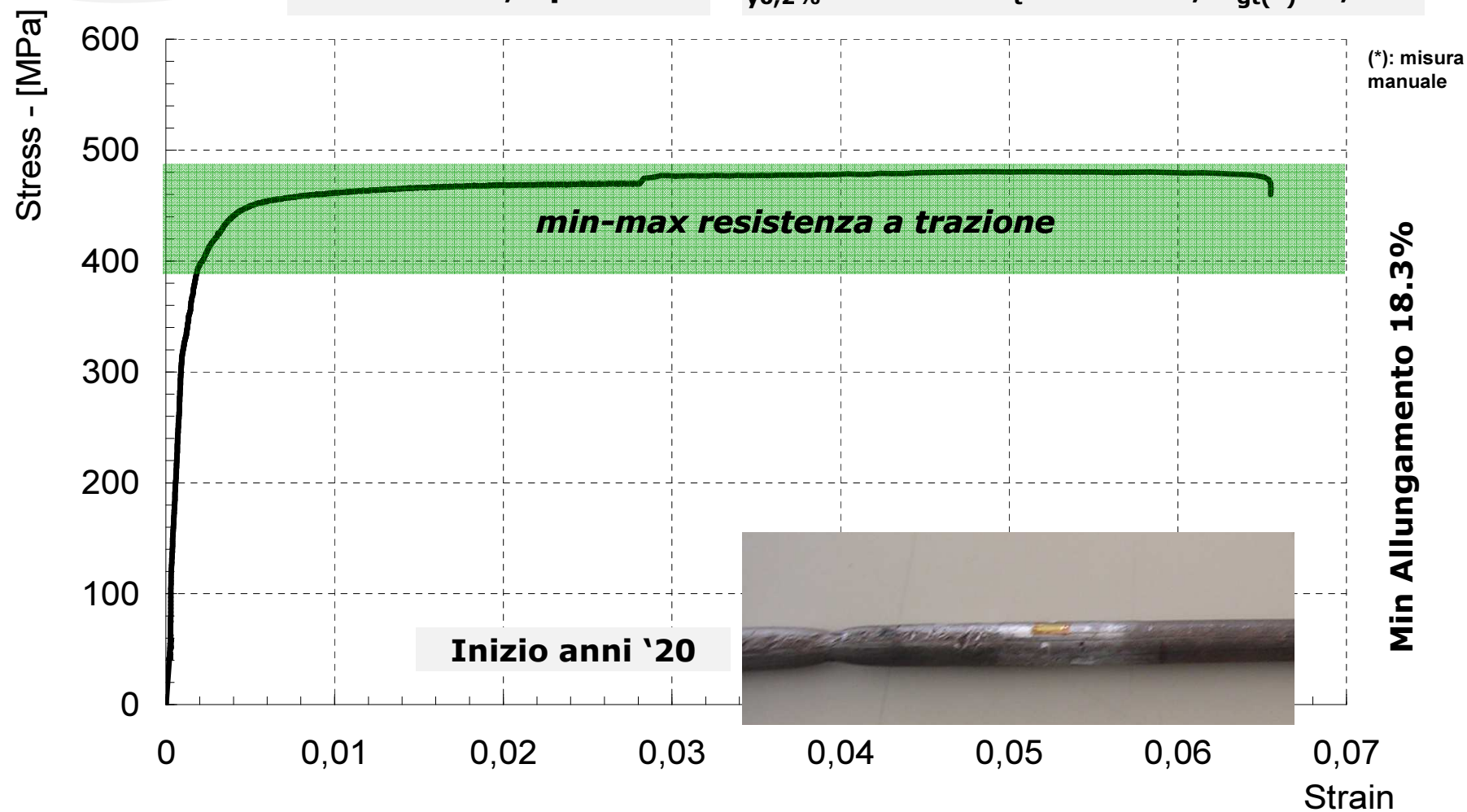


CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI: PROVE DI TRAZIONE SU BARRE ESISTENTI

Edificio RIVA

Barre Lisce, tipo B5-1

$f_{y0,2\%}$: 462 MPa f_t : 481 MPa, $A_{gt(*)}$: 8,05%





EDIFICI PREFABBRICATI MONOPIANO

- **Aspetti peculiari**
- **Collegamenti**
- **Principali carenze**
- **Riferimenti normativi**

Esempi applicativi

- 1. Analisi di vulnerabilità di un capannone medio-piccolo**
- 2. Analisi di vulnerabilità e proposte di adeguamento di un edificio prefabbricato a due piani**
- 3. Analisi di vulnerabilità di una palestra realizzata in c.a.p.**

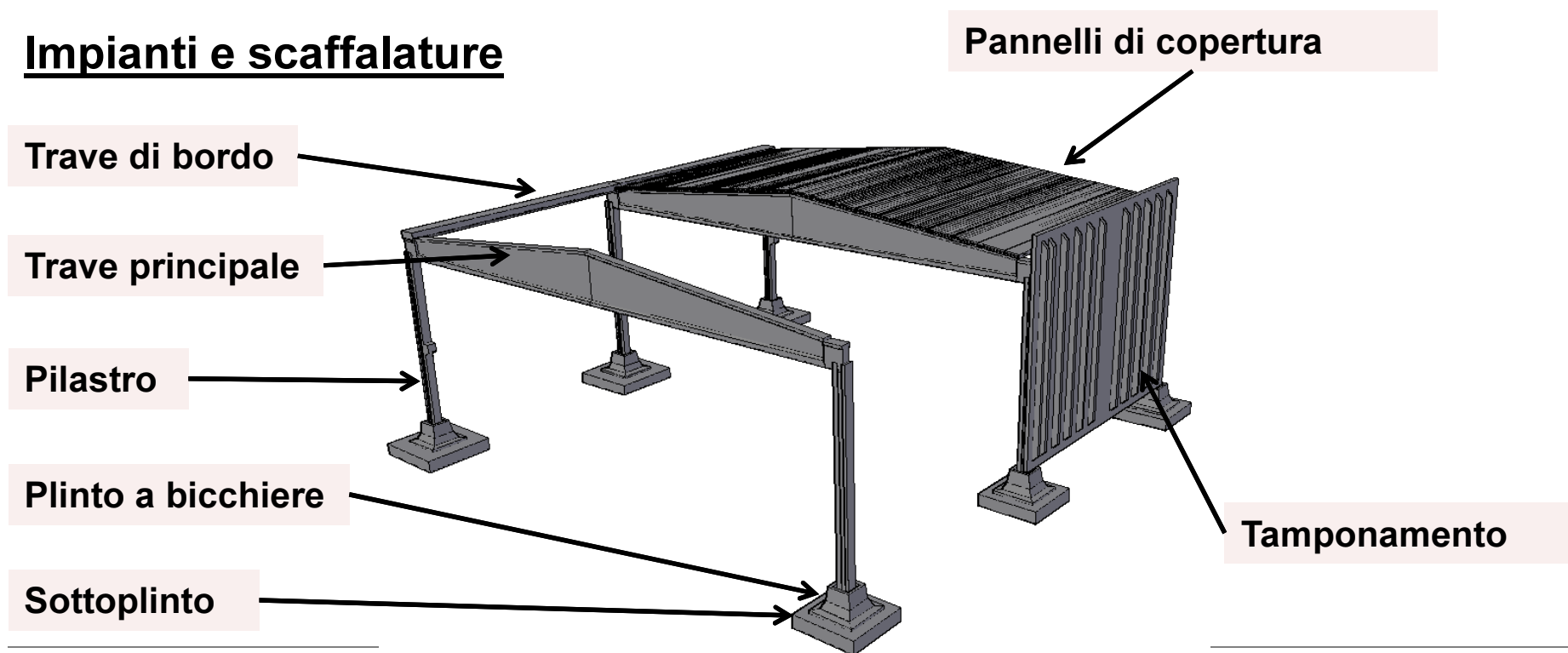


EDIFICI PREFABBRICATI MONOPIANO

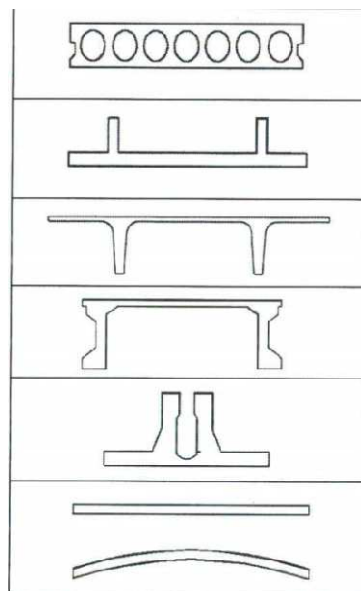
Aspetti peculiari

- Realizzati mediante elementi prefabbricati (ridotti tempi e costi di costruzione)
- Risposta strutturale fortemente condizionata dalla tipologia di connessione degli elementi;
- Risposta strutturale condizionata dall'interazione con elementi non strutturali (pannelli di tamponamento, impianti, scaffalature, etc.)
- Problematiche legate alla progettazione di scaffalature autoportanti

Impianti e scaffalature



TIPOLOGIE DI PANNELLI DI COPERTURA



← Pannelli alveolari

← Lastre nervate

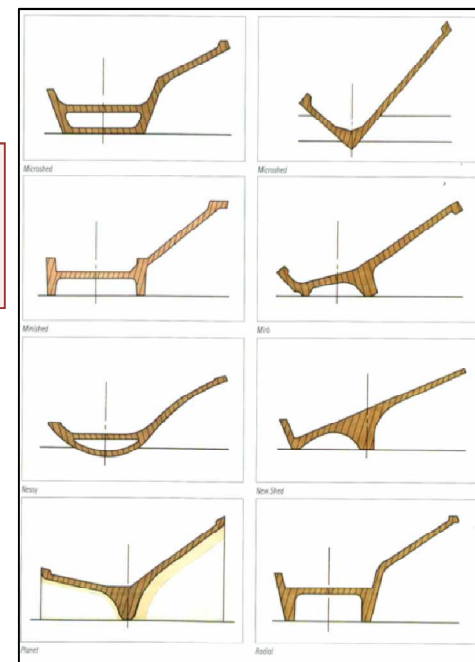
← Pi-greco

← Omega

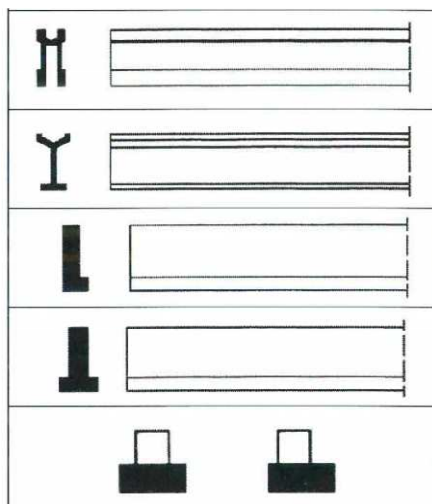
← Elementi nervati ad intradosso piano

← Elementi sottili piani o nervati di completamento

Pezzi speciali per
coperture a shed
→



TRAVI DI BORDO O PRINCIPALI



← Trave ad H

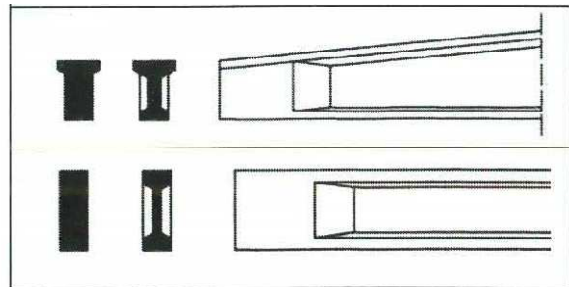
← Trave ad Y

← Trave ad L

← Trave a T rovescio

← Trave rettangolari

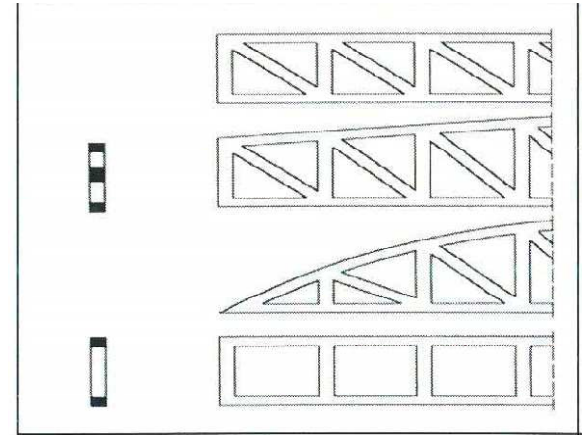
TRAVI DI BORDO O PRINCIPALI



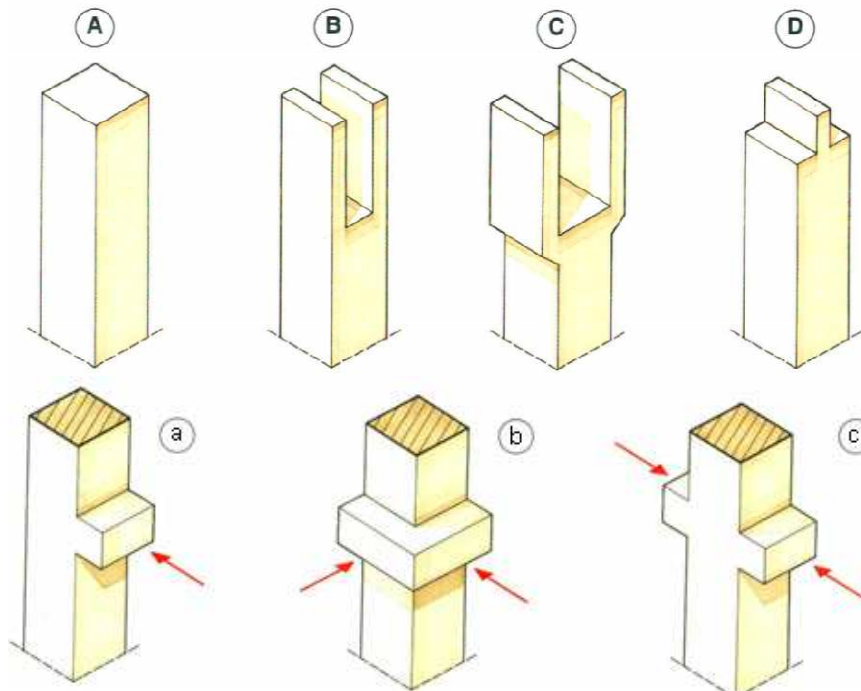
← Trave a doppia pendenza

← Trave rettilinea

Travi reticolari
a lembi paralleli,
a doppia pendenza,
parabolica,
a struttura intelaiata.



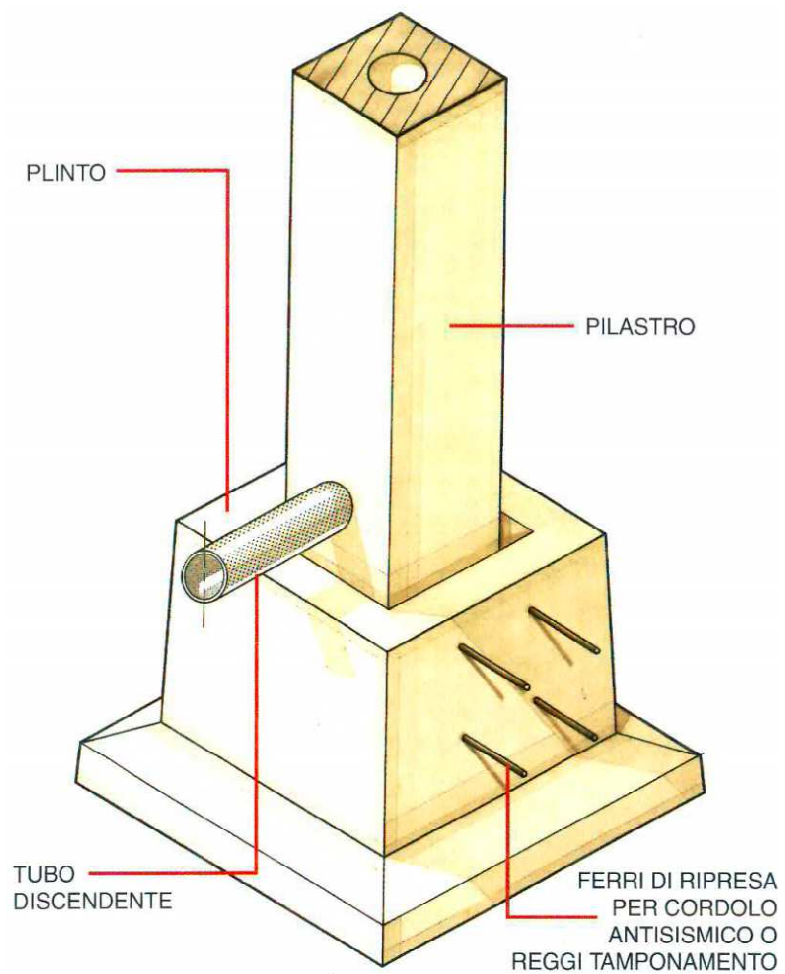
TIPOLOGIE DI PILASTRI



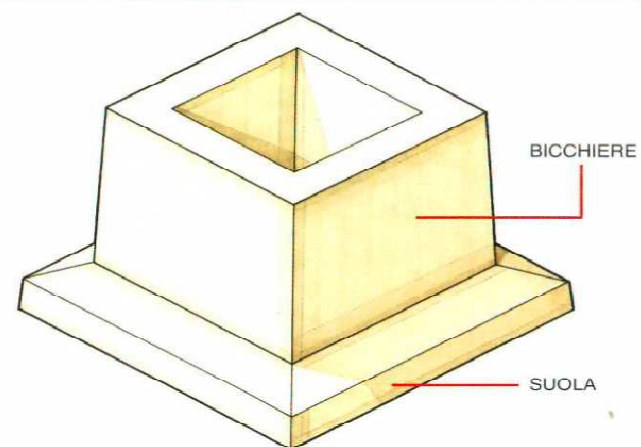
(A) Testa piatta;
(B) Forcella;
(C) Forcella allargata;
(D) Tenone.

(a) Con mensola monodirezionale;
(b) Con mensola bidirezionale
(tridirezionale, quadridirezionale);
(c) Con mensola bidirezionale
contrapposta.

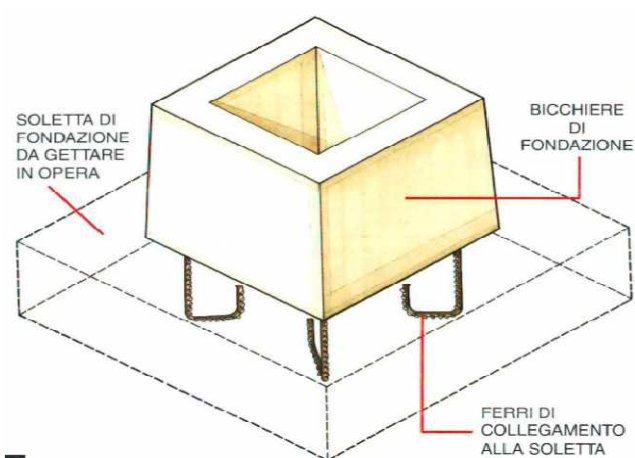
PLINTO A BICCHIERE E SOTTOPLINTO



Insieme pilastro, plinto a bicchiere

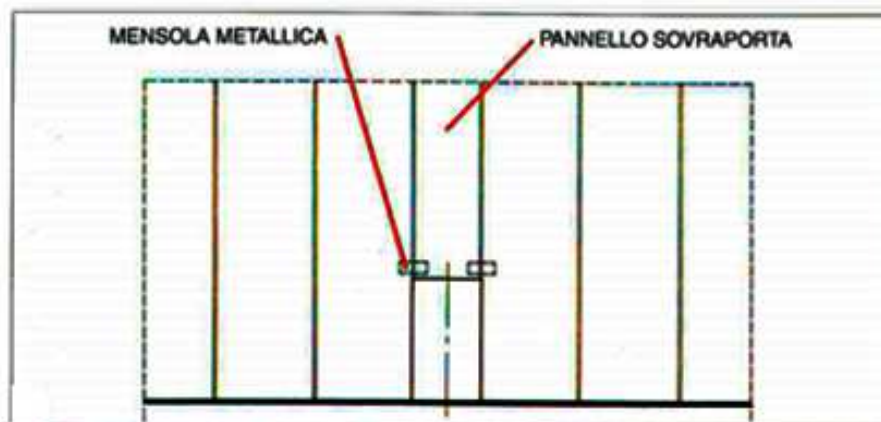


Plinto con suola prefabbricata

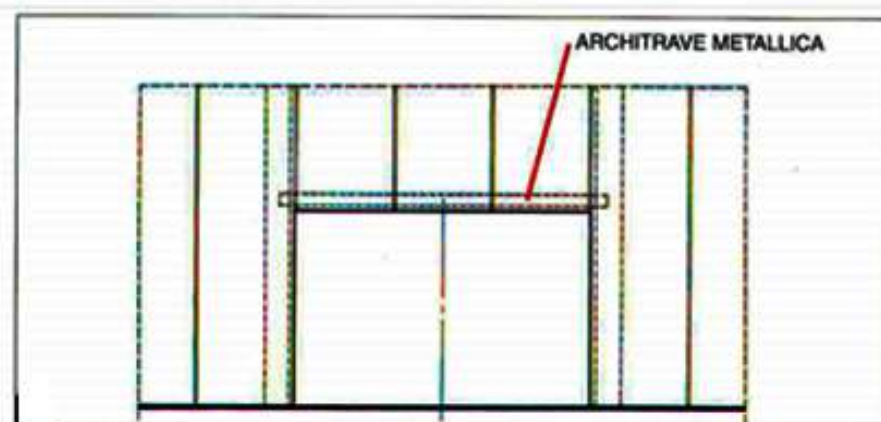


Plinto con suola gettata in opera

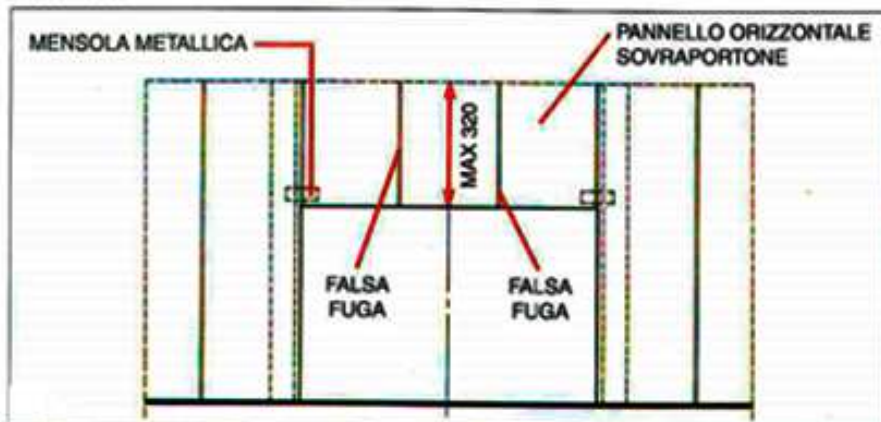
TAMPONAMENTI



Pannelli verticali: pannello sovrapporta sospeso ai laterali tramite mensole metalliche



Pannelli verticali: portone (è necessaria un'architrave in c.a. o metallica, nascosta o in vista)



Pannelli verticali: pannello sovrapportone orizzontale con false fughe (h max 320 cm) sostenuto da mensole metalliche



Pannelli orizzontali: pannello sovrapportone appoggiato al prolungamento dei pannelli inferiori laterali

Diverse posizioni assunte dai tamponamenti



PREFABBRICATO MONOPIANO “TIPO”

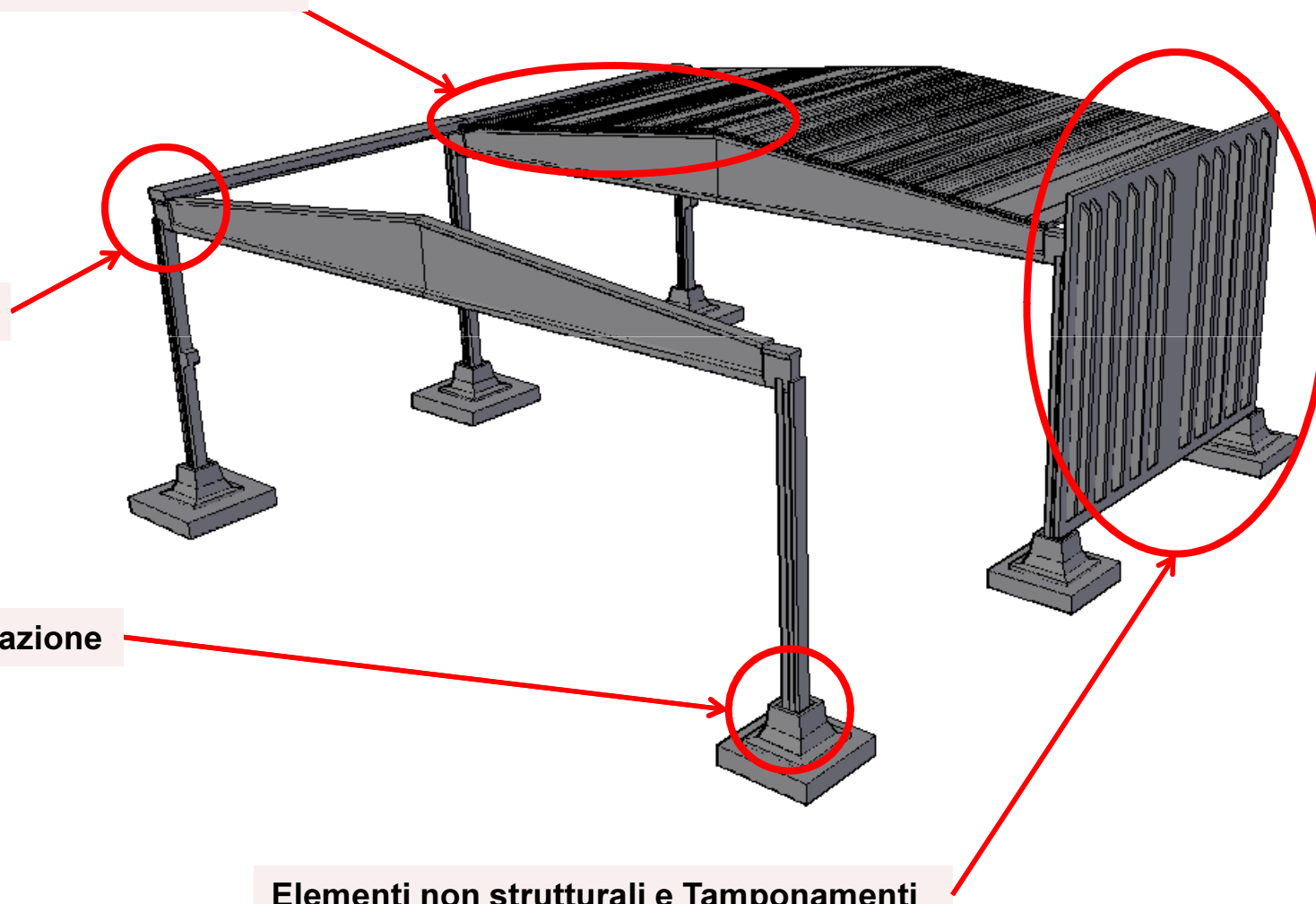
Collegamenti

Elementi di copertura,
Elementi di copertura/trave

Trave / Colonna

Colonna / Fondazione

Elementi non strutturali e Tamponamenti



PREFABBRICATO MONOPIANO “TIPO”

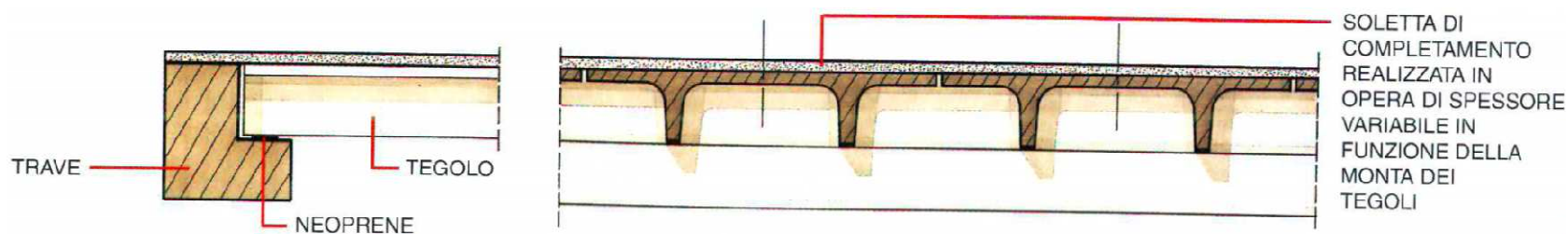
Collegamenti

ELEMENTI DI COPERTURA

- Semplicemente affiancati;
- Uniti con soletta rigida resistente e connessa alle travi (impalcato rigido);
- Altri collegamenti.

ELEMENTI DI COPERTURA e TRAVE

- Collegamento ad attrito con mensola o testa piatta;
- Collegamento con tenone o forcella;
- Collegamento a spinotto;
- Altri collegamenti meccanici.



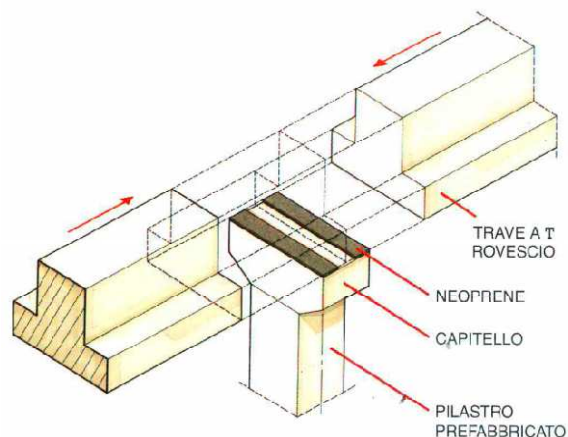
Collegamento tra trave e tegoli di copertura con collegamento ad attrito

PREFABBRICATO MONOPIANO "TIPO"

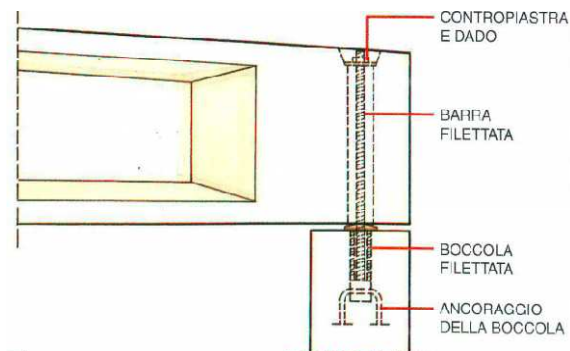
Collegamenti

TRAVE e COLONNA

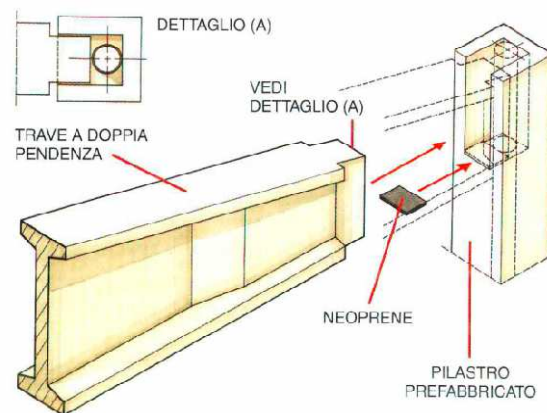
- Collegamento ad attrito con mensola o testa piatta;
- Collegamento con tenone o forcella;
- Collegamento a spinotto;
- Altri collegamenti meccanici.



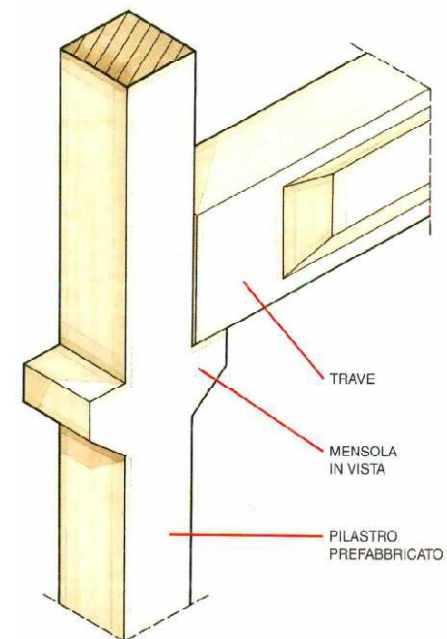
Collegamento ad attrito



Collegamento con spinotto



Collegamento con forcella



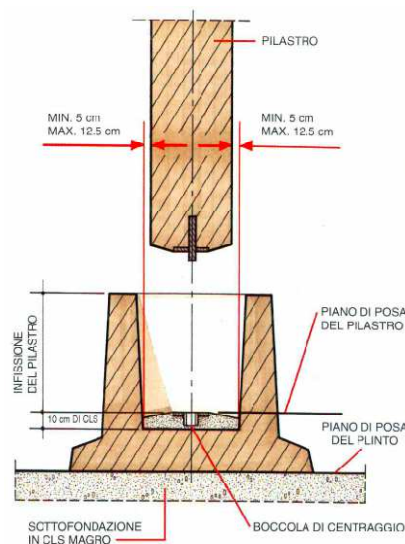
Collegamento ad attrito

PREFABBRICATO MONOPIANO “TIPO”

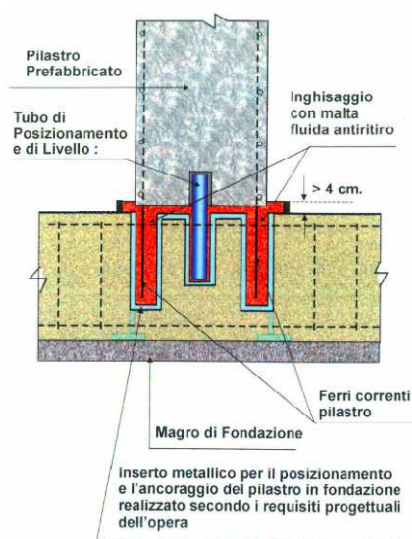
Collegamenti

COLONNA e FONDAZIONE

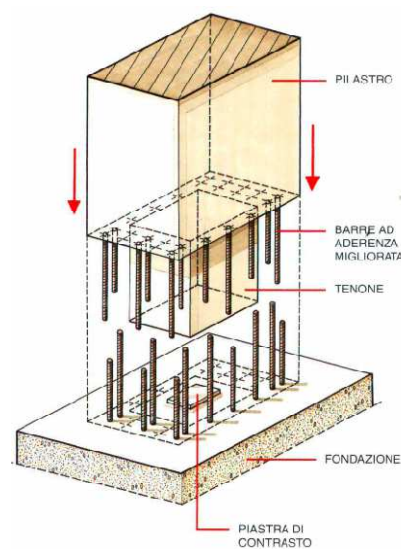
- Collegamento con plinto a bicchiere prefabbricato;
- Collegamento con tirafondi a scarpa in c.a. o piastra in acciaio;
- Collegamento con inghisaggio delle barre longitudinali nella fondazione ;
- Collegamento con inghisaggio delle barre longitudinali, manicotti e getto di completamento;
- Collegamento con inghisaggio delle barre longitudinali in bicchiere rovescio alla base del pilastro.



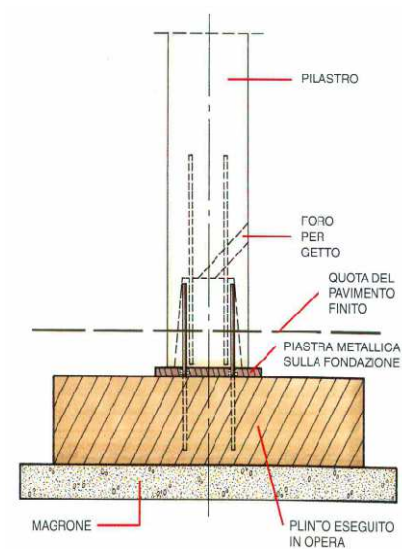
Plinto a Bicchiere



Tirafondi



Manicotti e getto

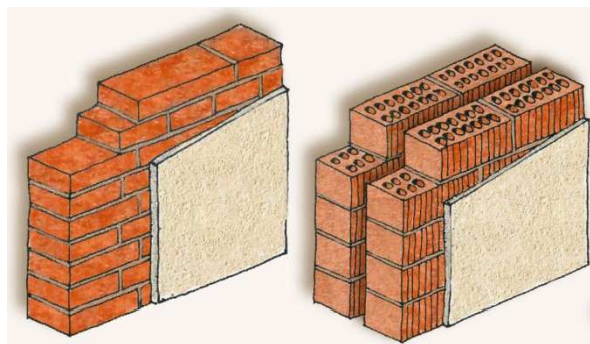


Bicchiere rovescio

PREFABBRICATO MONOPIANO “TIPO”

Collegamenti

ELEMENTI NON STRUTTURALI



Murature e tramezzi



Scaffali drive-in

TRAMEZZATURA (tramezzi leggeri per ripartizione interna, tamponamenti in muratura o calcestruzzo rigidi e pesanti).

N.B: porre particolare attenzione all'interazione tra struttura e tramezzi rigidi, vetrate, pensiline, oggetti vari

IMPIANTI (di produzione, elettrici, di riscaldamento, idrico-sanitari, di sollevamento, distribuzione e simili, impianti antincendio. Decreto MISE n°37, 28/01/2008)

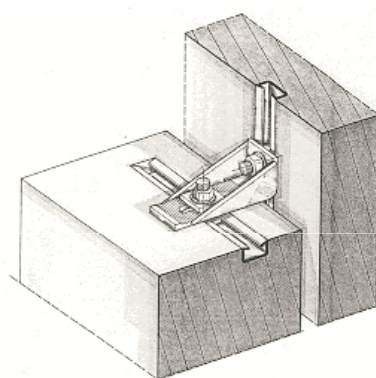
SCAFFALI (Porta pallet, leggeri a ripiani con o senza soppalchi, drive-in, drive-through, a gravità, cantilever)



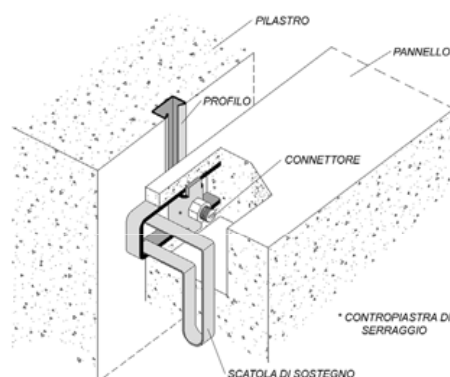
PREFABBRICATO MONOPIANO “TIPO”

Collegamenti

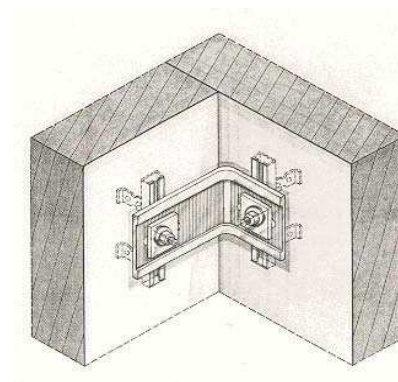
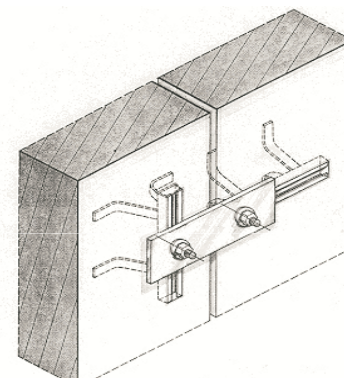
- TAMPONAMENTI**
- Collegamento a elementi orizzontali;
 - Collegamento a elementi verticali;
 - Collegamento pannello – pannello



Connessione con squadretta a elementi orizzontali



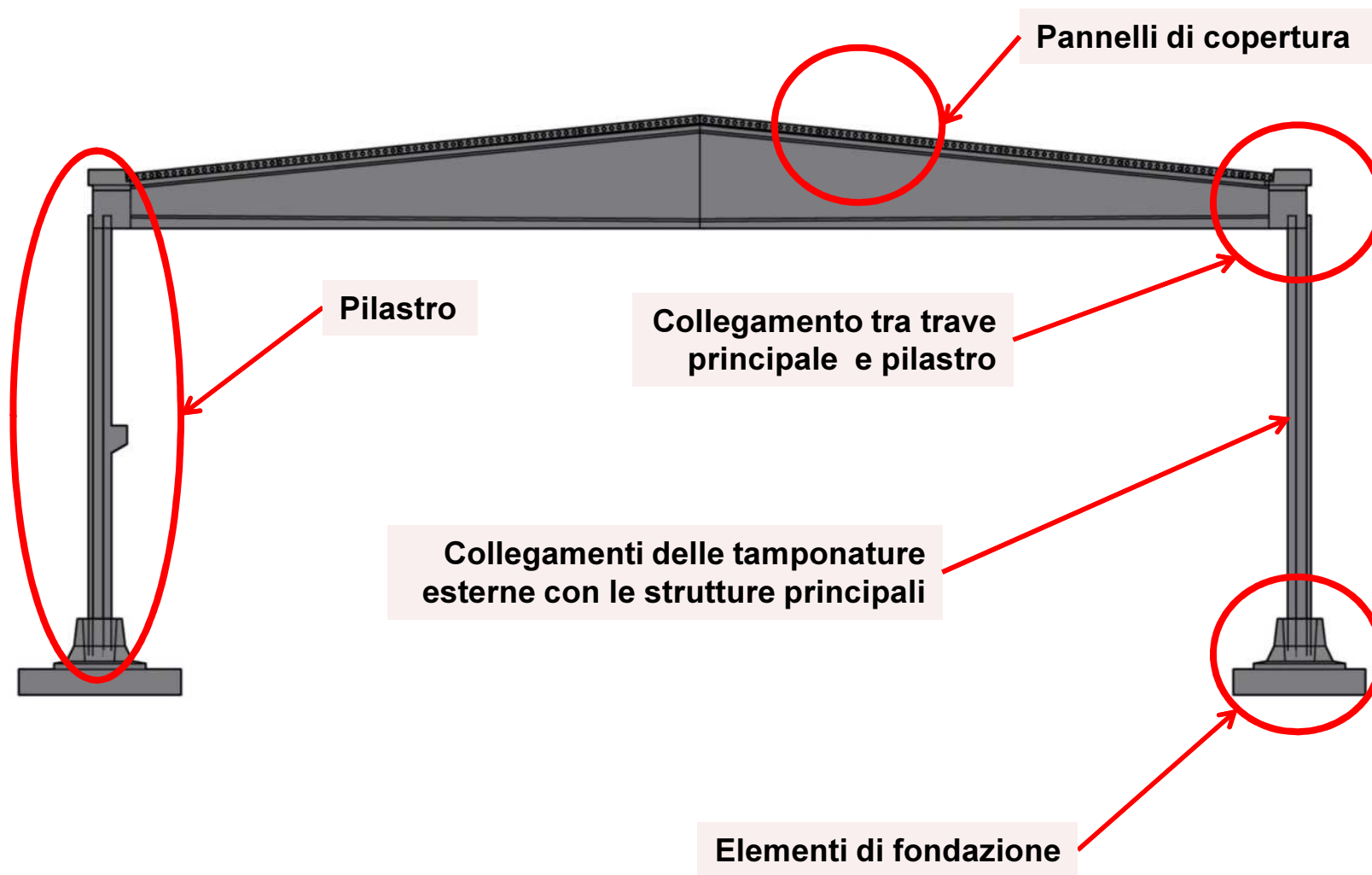
Connessione con scatola di sostegno o profilo autozancante a elementi verticali



Pannello – pannello in serie e in angolo

PREFABBRICATO MONOPIANO “TIPO”

Principali carenze strutturali rilevate a seguito del sisma del 2012





LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE

**PANNELLI DI COPERTURA
SEMPLICEMENTE APPOGGIATI**



Possibile perdita di appoggio



LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE

COLLEGAMENTO TRAVE e PILASTRO

Assenza di collegamenti a taglio

Resistenza insufficiente dei collegamenti a taglio

Resistenza insufficiente di forcelle e tenoni

Insufficiente capacità a taglio della trave



Insufficiente resistenza della forcella

LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE

PILASTRO

Insufficiente rigidezza nei confronti delle sollecitazioni di progetto

Insufficiente resistenza nei confronti delle sollecitazioni di progetto

Insufficiente duttilità nei confronti delle sollecitazioni di progetto



Cerniera plastica alla base del pilastro



Fessurazione alla base del pilastro

LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE

TAMPONATURE

Insufficiente resistenza degli ancoraggi a trattenere il pannello fuori piano

Insufficiente resistenza al taglio degli ancoraggi rispetto alla domanda

Insufficiente capacità flessionale del pannello



Distacco dei tamponamenti



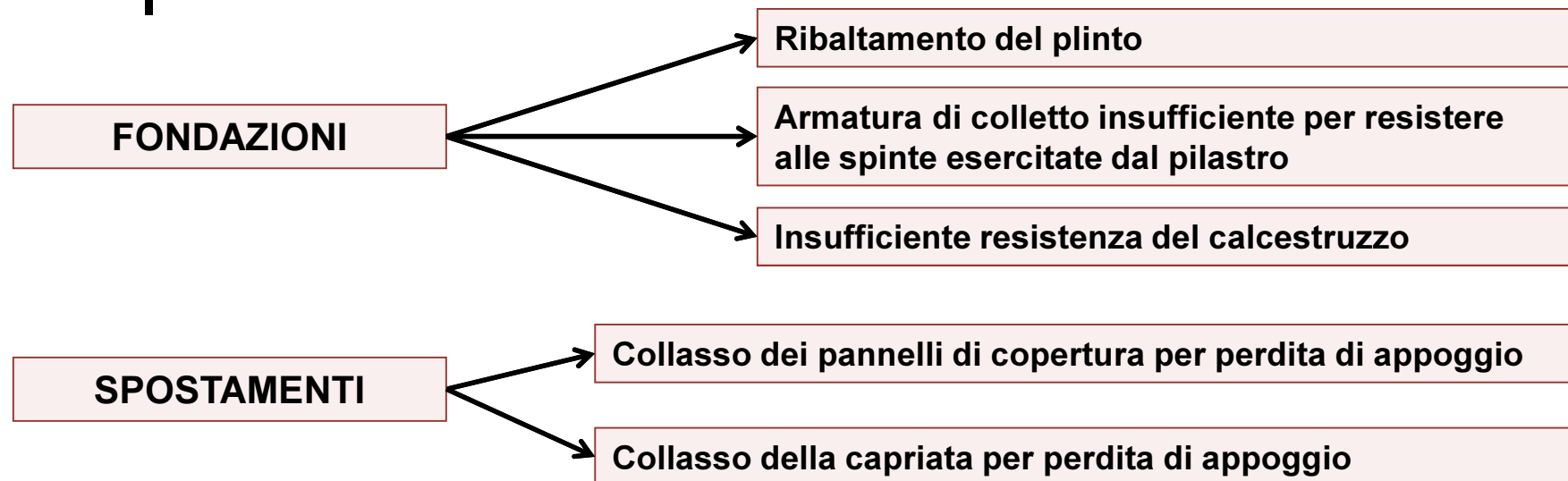
LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE

TAMPONATURE



Rottura attacco mensola di supporto pannello e conseguente crollo del pannello

LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE



Perdita di appoggio della capriata



Perdita di appoggio dei pannelli di copertura



LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE

SPOSTAMENTI



Incipiente perdita di appoggio di una trave principale



LE PRINCIPALI PROBLEMATICHE RILEVATE

SCAFFALATURE

Ribaltamento di scaffali e archivi

Resistenza insufficiente degli elementi compositivi

Mancanza di adeguato controventamento



Ribaltamento scaffali e archivi



Collasso degli elementi compositivi



RIFERIMENTI NORMATIVI

Norme Tecniche per le Costruzioni

**DM infrastrutture 14 gennaio 2008
e circolare 2 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP**

D.L. 6 giugno 2012, n°74

interventi immediati a favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e 29 maggio 2012.

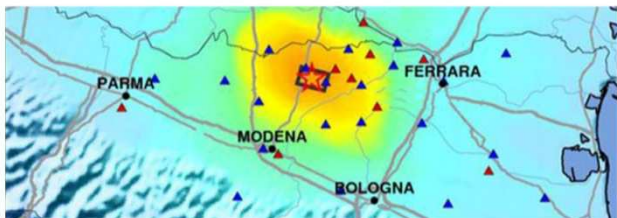
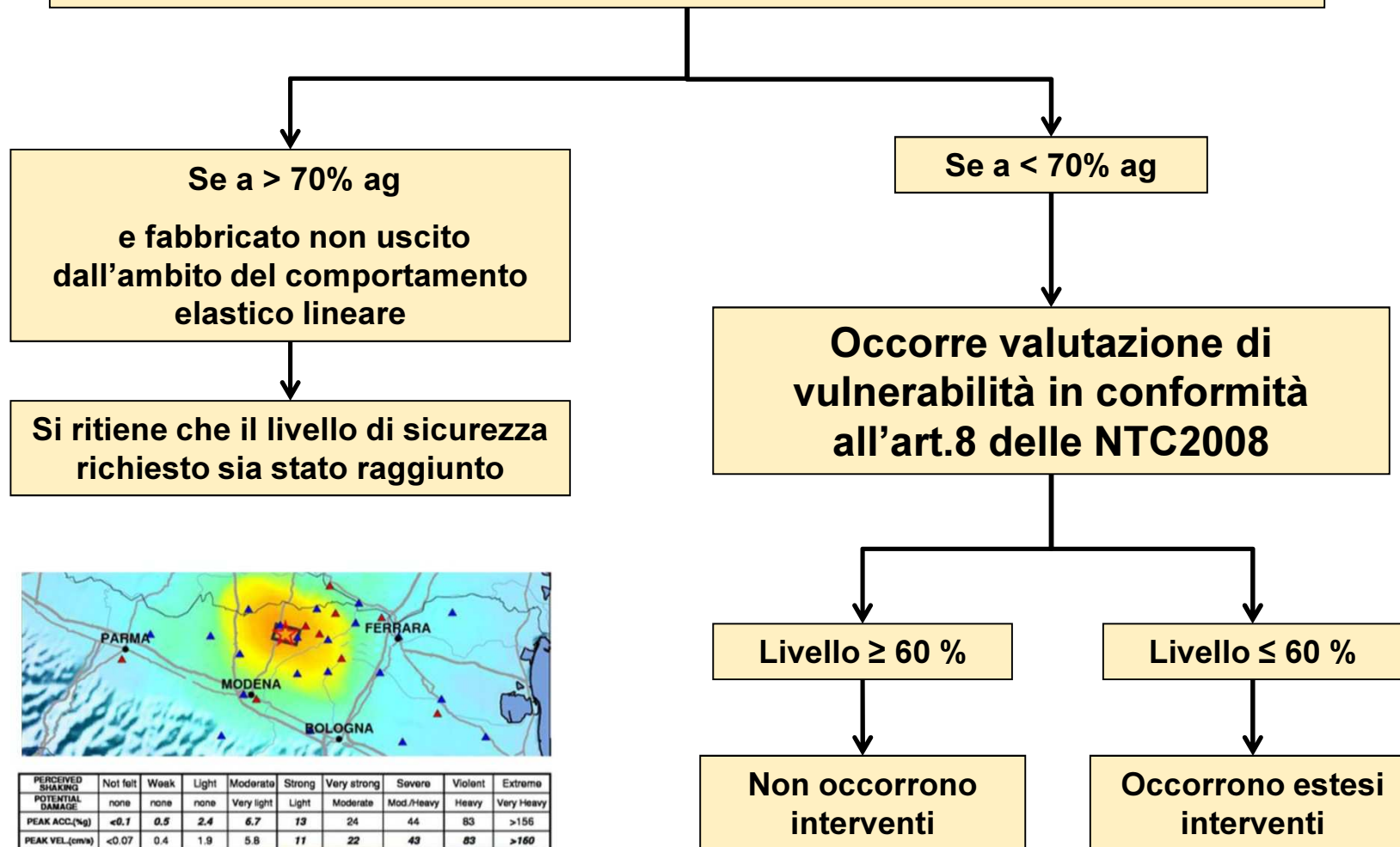
Legge attuativa 01 agosto 2012, n°122

Contenente modificazioni apportate in sede di conversione al DL n°74 del 6 giugno 2012.

FASI PER LA VALUTAZIONE DI VULNERABILITA'

Legge attuativa 01 agosto 2012, n°122

DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA

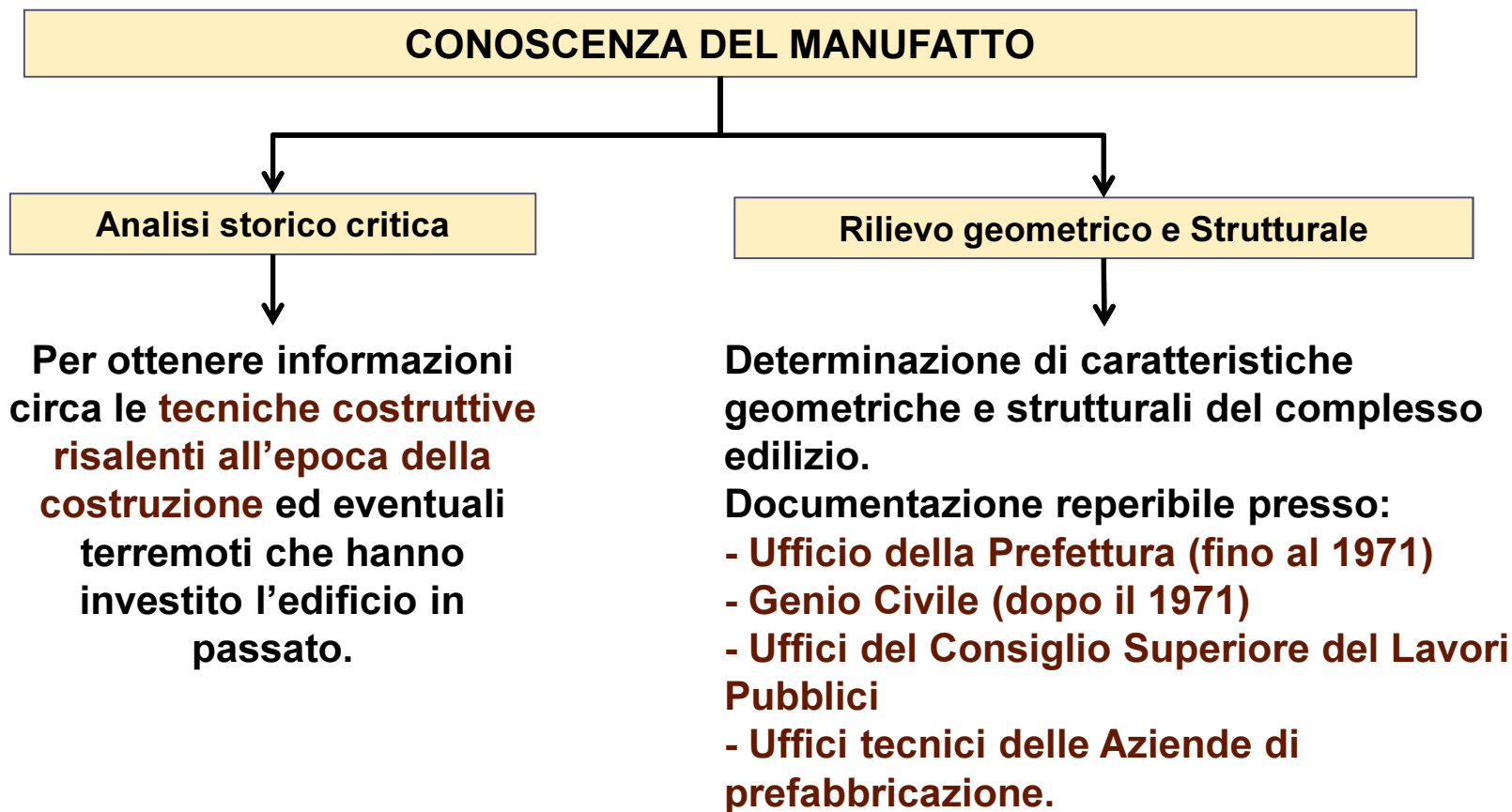


PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Mod./Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	<0.1	0.5	2.4	6.7	13	24	44	83	>156
PEAK VEL.(cm/s)	<0.07	0.4	1.9	5.8	11	22	43	83	>160
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Scale based upon Wald, et al., 1999

FASI PER LA VALUTAZIONE DI VULNERABILITA'

cap.8 delle NTC2008



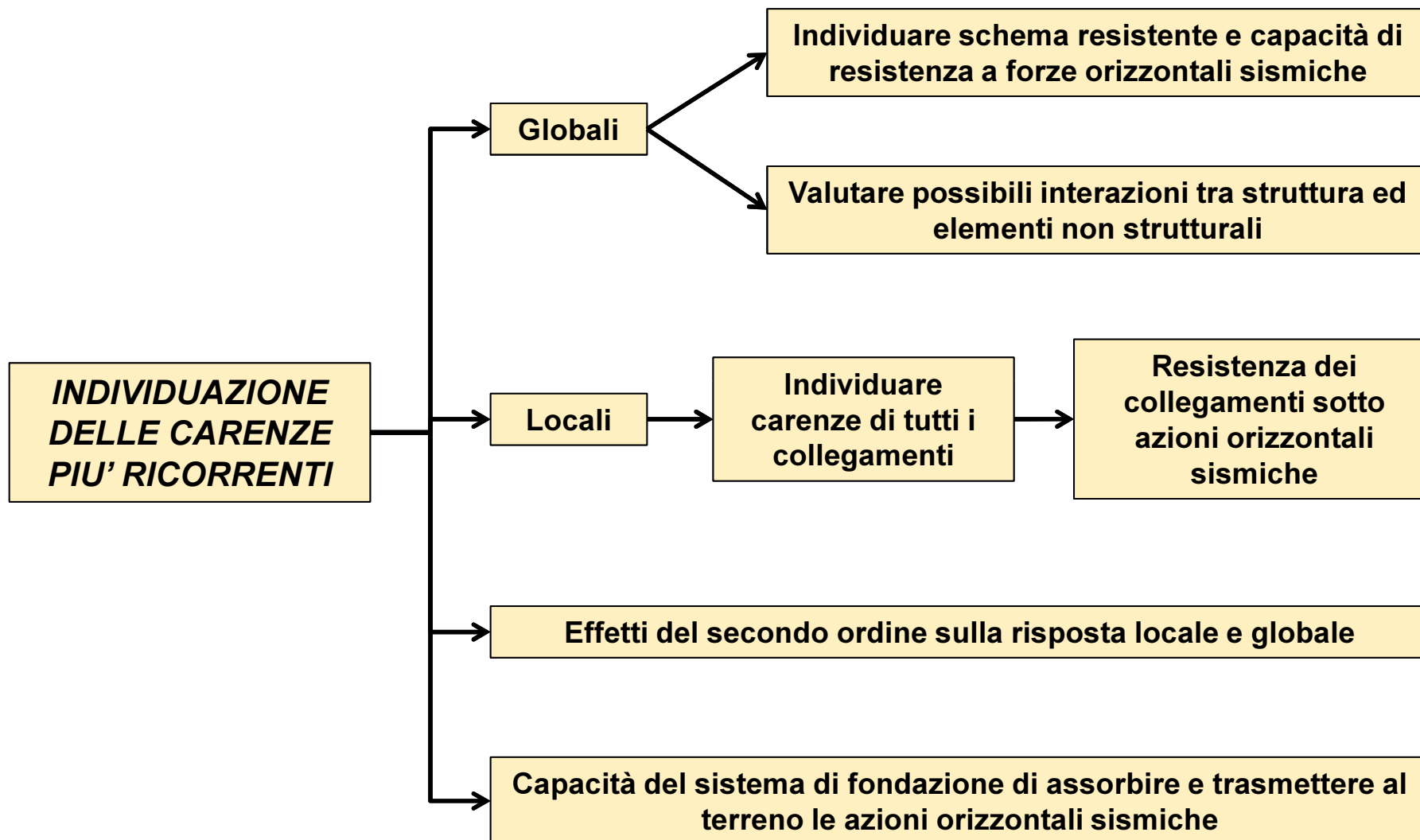
N.B. : Porre particolare attenzione:

- alla determinazione di rigidezza, resistenza e spostamento ultimo dei vincoli tra gli elementi costituenti l'edificio;
- alla determinazione delle proprietà meccaniche e geometriche degli elementi non strutturali e dei vincoli tra elementi non strutturali e struttura.



FASI PER LA VALUTAZIONE DI VULNERABILITA'

cap.8 delle NTC2008





FASI PER LA VALUTAZIONE DI VULNERABILITA'

cap.8 delle NTC2008

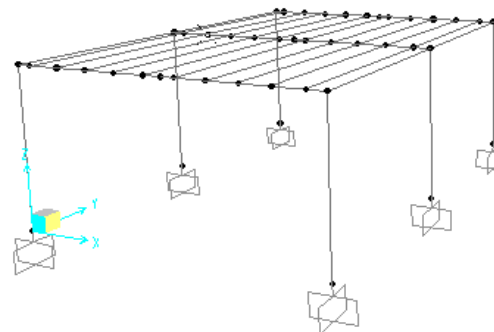
MODELLAZIONE ED ANALISI DELLA COSTRUZIONE

Riprodurre, coerentemente con la tipologia di analisi prescelta, lineare o non lineare, lo schema statico resistente della costruzione, i tipi di vincolo dei collegamenti nelle varie direzioni

Tenere in conto l'influenza di elementi non strutturali sia in termini di massa che rigidezza con la loro effettiva posizione e collegamenti alla struttura.



Edificio reale



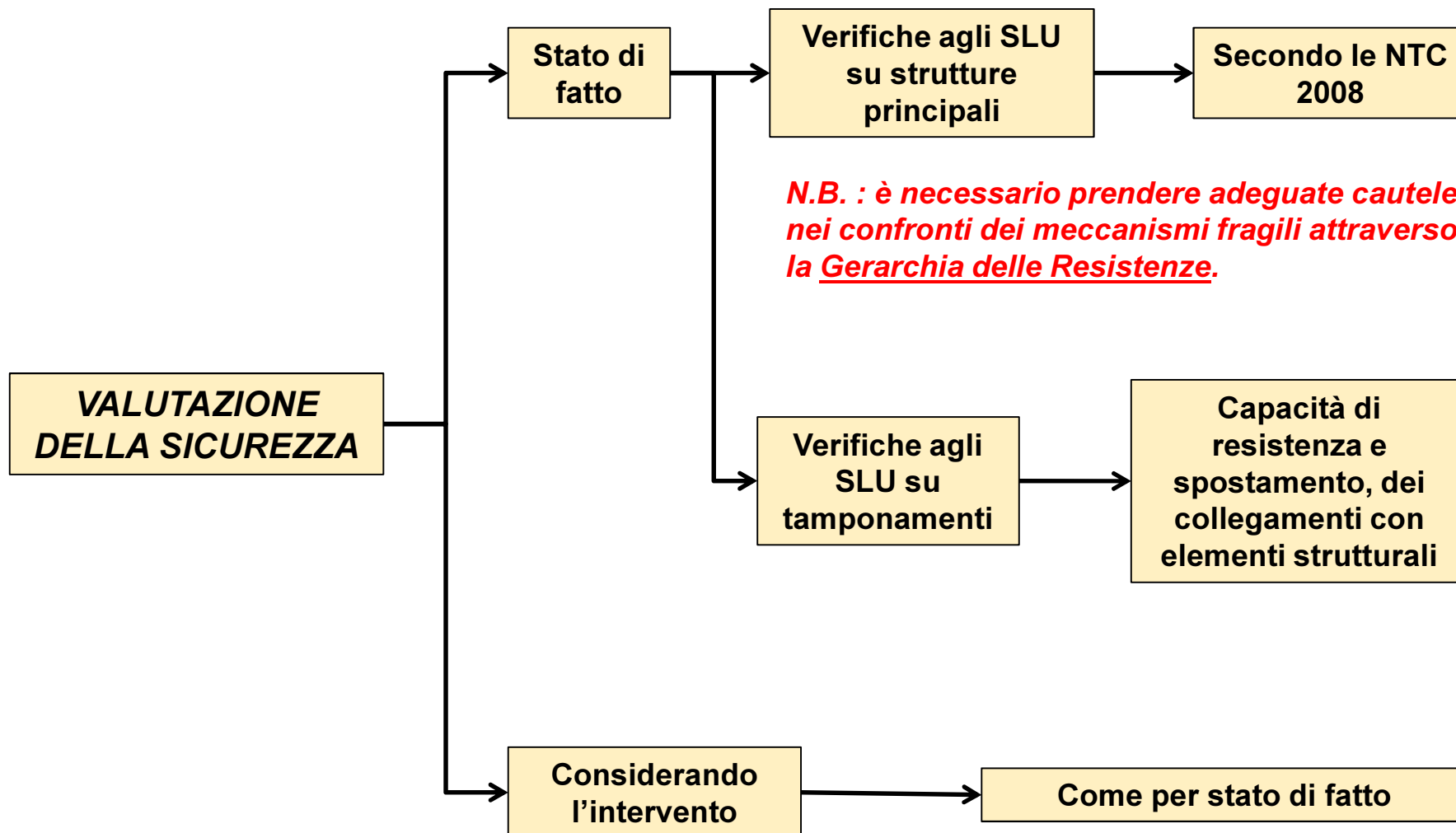
Schema statico resistente

N.B. : L'accuratezza del modello e dell'analisi devono essere verificate confrontando le sollecitazioni alla base e gli spostamenti in sommità con i relativi valori ottenibili con metodi semplificati.



FASI PER LA VALUTAZIONE DI VULNERABILITA'

cap.8 delle NTC2008



PANNELLI DI COPERTURA

**Inserimento di dispositivi meccanici di
connessione tra pannelli e trave principale con
eventuale confinamento locale.**



Collegamento cerniera



Collegamento incastro

PANNELLI DI COPERTURA

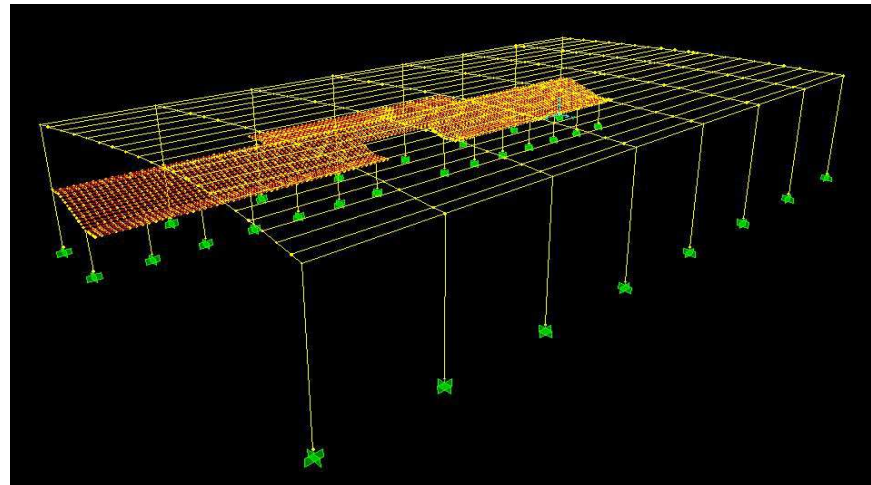
Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra pannelli e trave principale con eventuale confinamento locale.

Lastre incernierate

$$T_{1^0} = 3,5 \text{ sec}$$

$$S_e(T) = 0,08g$$

Al primo modo di vibrare è associata la flessione della capriata fuori piano.

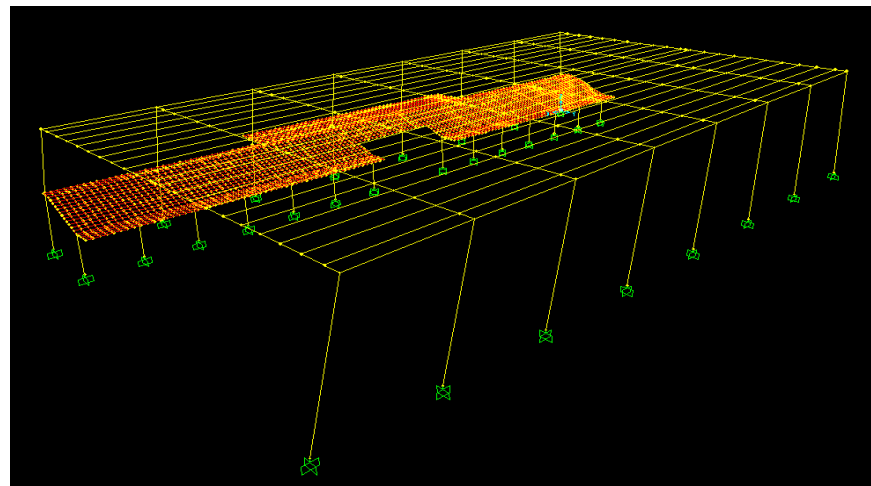


Lastre incastrate

$$T_{1^0} = 1,6 \text{ sec}$$

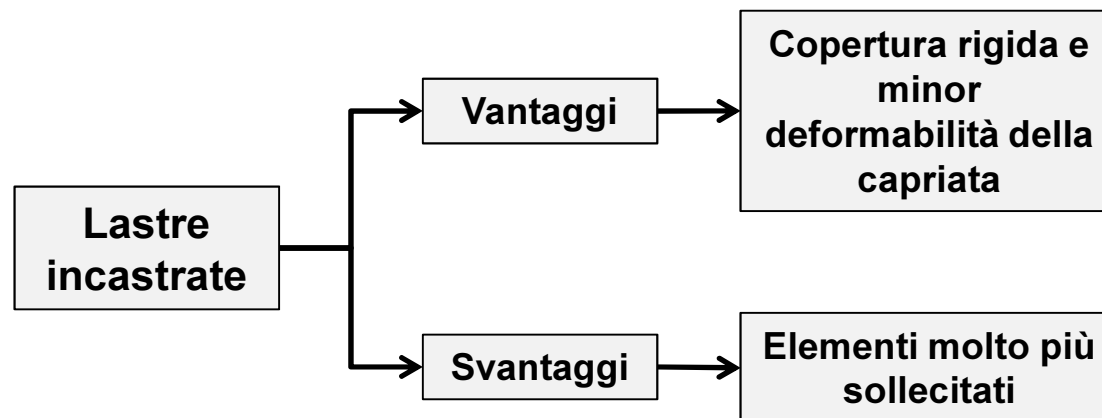
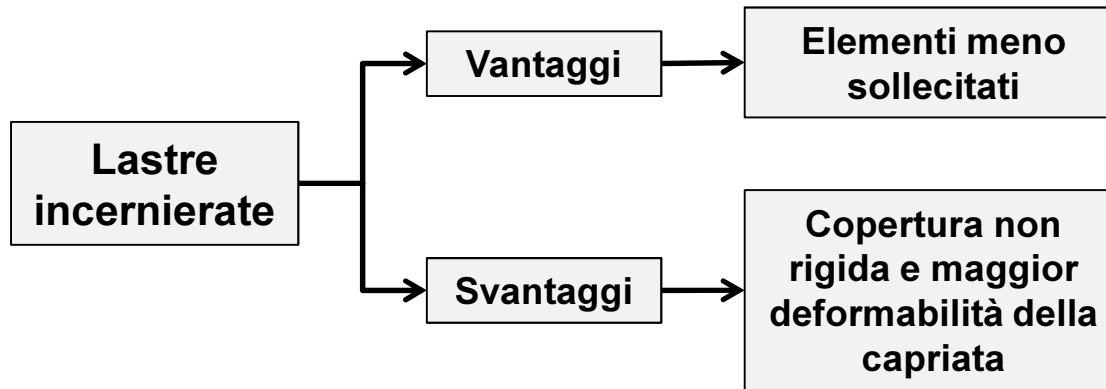
$$S_e(T) = 0,31g$$

Al primo modo di vibrare è associata la traslazione della massa in senso longitudinale.



PANNELLI DI COPERTURA

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra pannelli e trave principale con eventuale confinamento locale.





EDIFICI PREFABBRICATI MONOPIANO

- Aspetti peculiari
- Collegamenti
- Principali carenze
- Riferimenti normativi

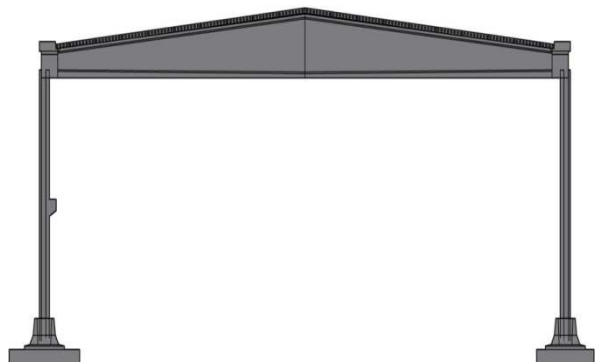
Esempi applicativi

- 1. Analisi di vulnerabilità di un capannone medio-piccolo**
2. Analisi di vulnerabilità e proposte di adeguamento di un edificio prefabbricato a due piani
3. Analisi di vulnerabilità di una palestra realizzata in c.a.p.



ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO



Caratteristiche del prefabbricato:

Lunghezza trave	12 m
Interasse telai	8 m
Altezza	6 m

Pilastri 40x40

Carichi utilizzati:

Carico di esercizio	0.5 kN/m ²
Carico neve	0.9 kN/m ²
Lastre di copertura	1.6 kN/m ²
Pannelli di tampon.	3.25 kN/m ²
Peso proprio trave	3.5/4.0 kN/m

Combinazione di carico sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Parametri per la definizione dell'azione sismica:

Terreno di tipo C, Categoria topografica T1;

Emilia Romagna, Modena, Mirandola (Long 11.0672, Lat 44.8877)

Edificio regolare in altezza ed in pianta, categoria d'uso II



ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Analisi storico - critica

Edificio realizzato mediante l'assemblaggio di elementi prefabbricati in accordo con le tipologie edilizie tipiche degli edifici industriali monopiano, con trave a doppia pendenza e pannelli alveolari di copertura

**Rilievo
geometrico - strutturale**

Ricerca di disegni originali

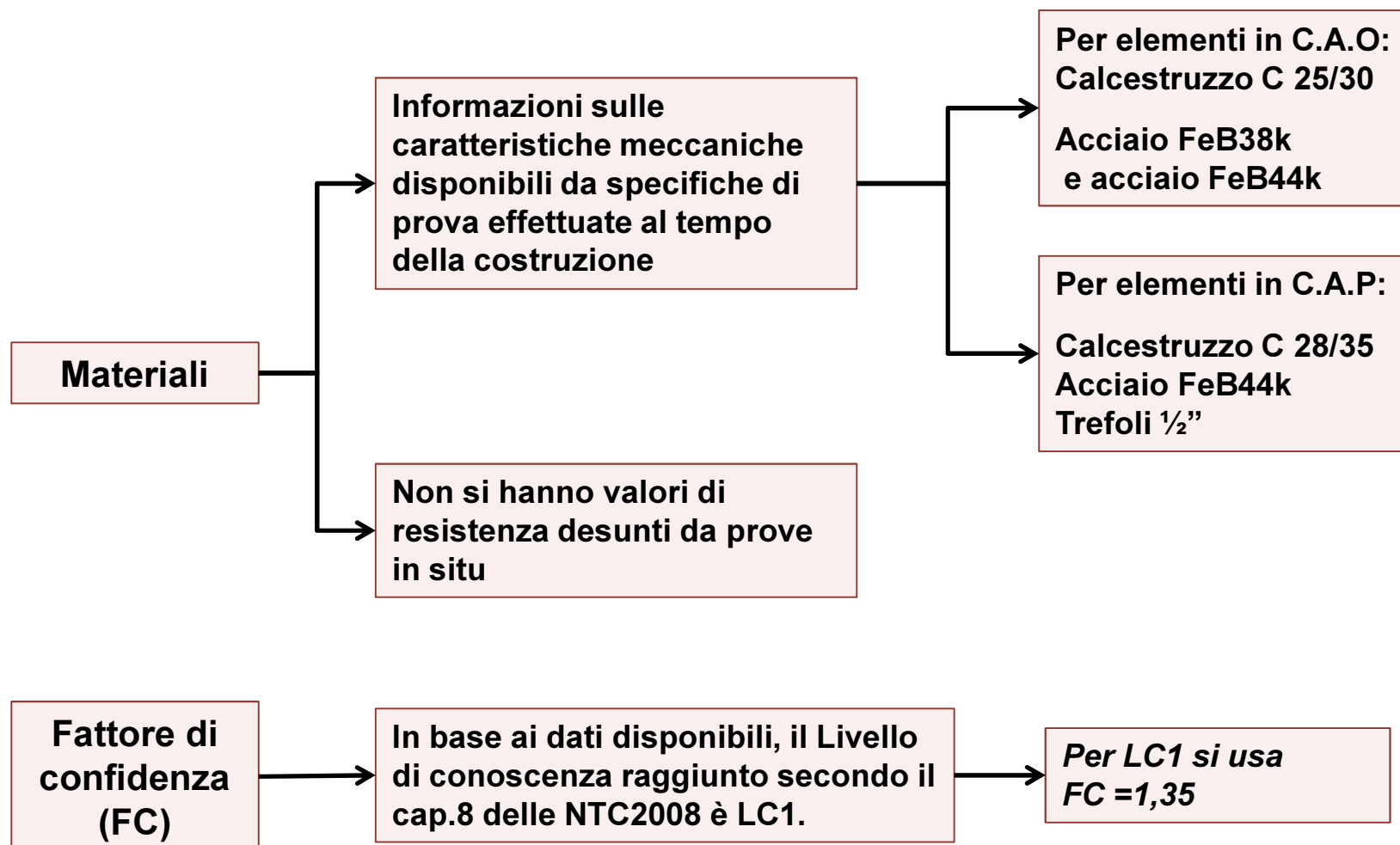
Sopralluoghi per accertare la coerenza dei disegni originali con lo stato di fatto e rilievo fotografico

I dettagli costruttivi mancanti possono essere ricavati da un progetto simulato secondo norme dell'epoca.



ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO



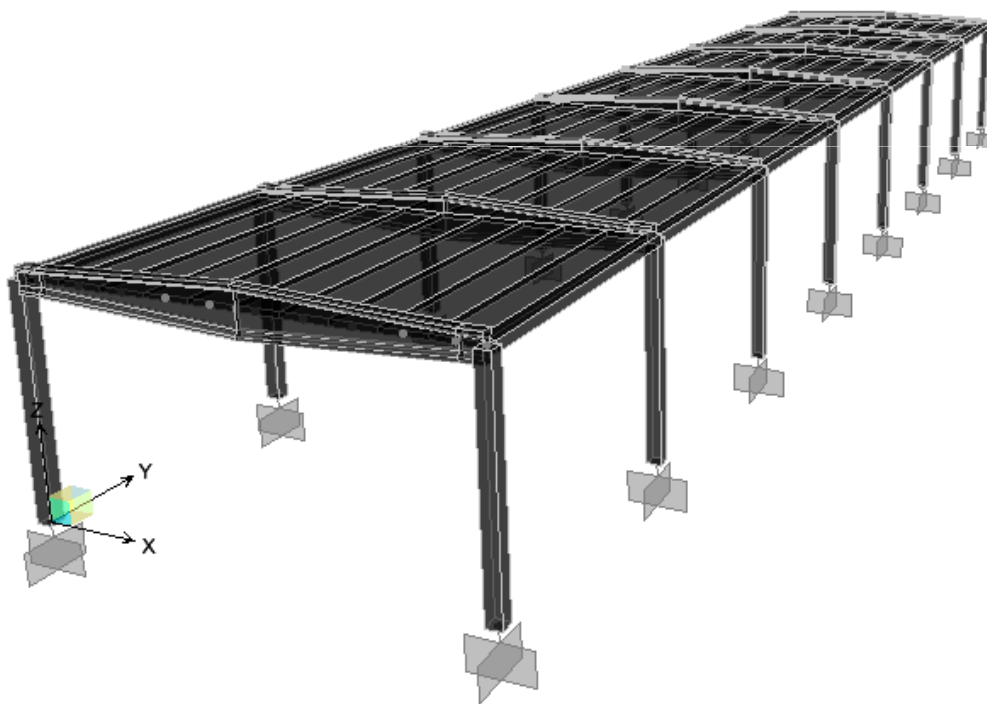


ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

IL MODELLO DI CALCOLO

Per la valutazione di vulnerabilità è stata utilizzato un modello agli elementi finiti e analisi modale con fattore di struttura $q = 1.5$ (valore minimo specificato nelle NTC per capannoni industriali)



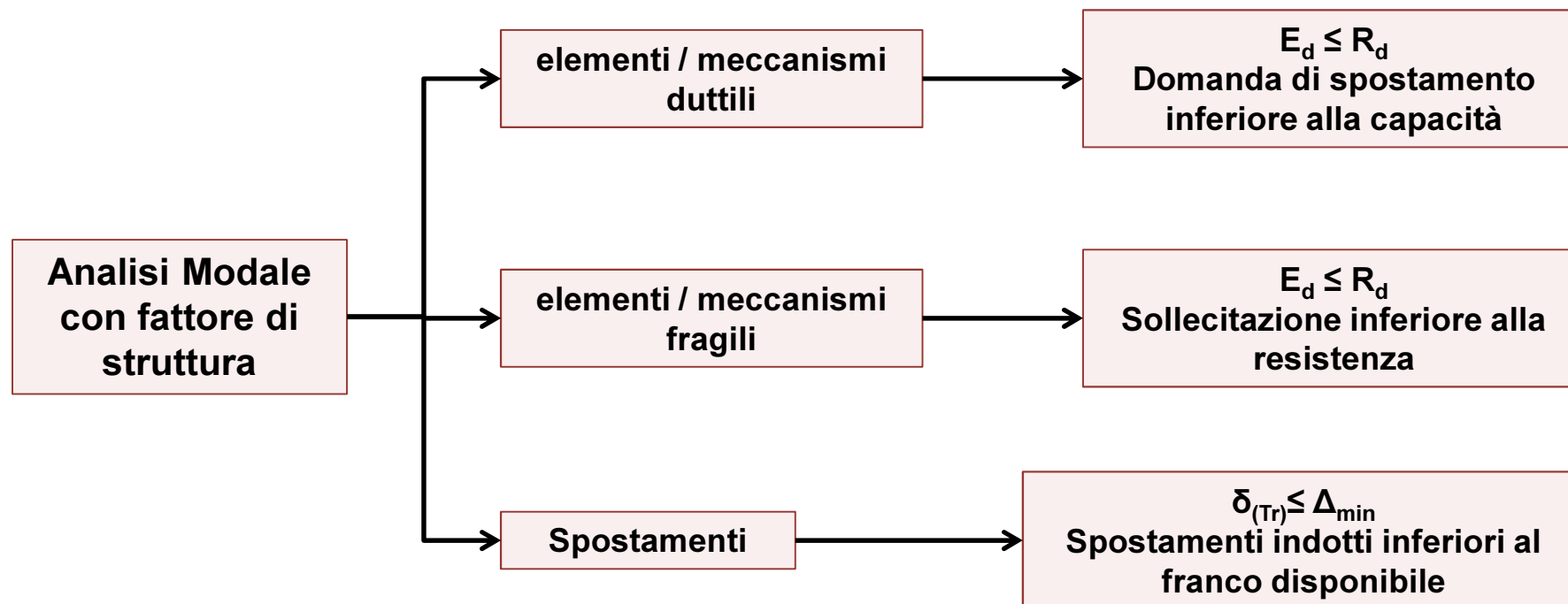
Sono stati riportati gli elementi ritenuti primari quali:

- Lastre di copertura
- Travi principali
- Pilastri

ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Le Verifiche: condotte come disposto al cap.8 delle NTC2008



Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti divise per il fattore di confidenza mentre nel calcolo della resistenza degli elementi/meccanismi fragili si impiegano le proprietà dei materiali divise sia per il fattore di confidenza che per il fattore di sicurezza.



ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

LE VERIFICHE

Elemento	Tipo di verifica	Esito delle verifiche con sisma al 60%
Capriata	Flessione	Positivo
	Taglio	Positivo
Pilastri 40x40	Pressoflessione	Negativo
	Taglio	Positivo
	Stabilità	Negativo
Bicchiere prefabbricato	Bordo frontale	Negativo
	Pareti laterali	Negativo
	Armatura di colletto	Negativo
	Ciabatta	Positivo
	Ribaltamento del plinto	Negativo
	Scorrimento	Positivo
Sottoplinto	Resistenza a flessione	Positivo
	Taglio punzonamento	Positivo
	Scorrimento	Positivo
	Carico limite	Positivo



ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Percentuali di sisma per le quali risulta sufficiente la resistenza degli elementi che non verificano con sisma al 60%.

Elemento	Tipo di verifica	% di sisma
Capriata	Flessione	Più del 60%
	Taglio	Più del 60%
Pilastrì 40x40	Pressoflessione	35%
	Taglio	Più del 60%
	Stabilità	35%
Bicchiere prefabbricato	Bordo frontale	35%
	Pareti laterali	25%
	Armatura di colletto	35%
	Ciabatta	60%
	Ribaltamento del plinto	50%
	Scorrimento	Più del 60%
Sottoplinto	Resistenza a flessione	Più del 60%
	Taglio punzonamento	Più del 60%
	Scorrimento	Più del 60%
	Carico limite	60%



ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Verifica degli spostamenti

Stato limite di perdita di appoggio

Può verificarsi nei collegamenti tra elementi privi di meccanismi capaci di garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico

Occorre garantire che lo spostamento massimo relativo tra gli elementi, sia inferiore al franco disponibile ovvero :

$$\delta(\text{Tr}) \leq \Delta_{\min}$$

Caso della trave che appoggia sulla forcina del pilastro

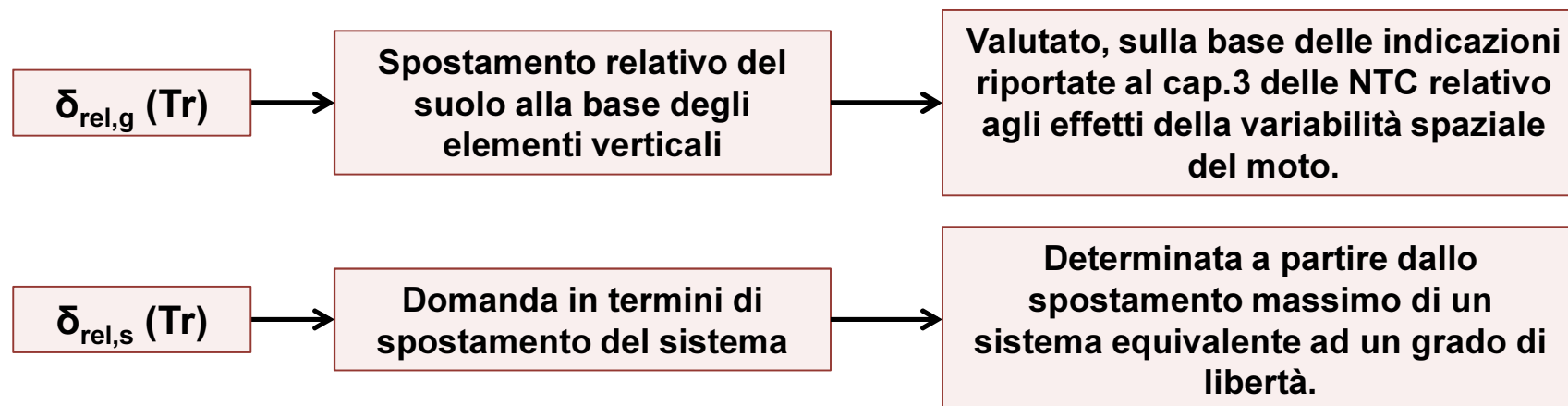


ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Verifica degli spostamenti

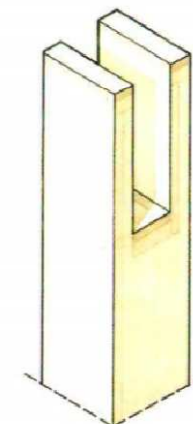
$$\delta(\text{Tr}) = \delta_{\text{rel,g}}(\text{Tr}) + \delta_{\text{rel,s}}(\text{Tr})$$



Nel caso della trave che appoggia sulla forcina in testa al pilastro:

$\delta_{\text{rel,g}} [\text{m}]$	$\delta_{\text{rel,s}} [\text{m}]$	$\delta (\text{Tr}) [\text{m}]$	$\Delta_{\text{min}} [\text{m}]$
0,05	0,115	0,165	0,30

$$\delta(\text{Tr}) \leq \Delta_{\text{min}}$$





ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Calcolo del fattore di struttura disponibile

Sfruttando la verifica di duttilità riportata al cap.7 delle NTC2008

$$\mu_{\chi} \geq 2q_0 - 1 \qquad T_1 \geq T_c$$

$$\mu_{\chi} \geq 1 + \frac{2(q_0 - 1)T_c}{T_1} \qquad T_1 < T_c$$

È possibile determinare il fattore di struttura disponibile che potrebbe motivare l'assunzione di un fattore di struttura differente da 1,5.

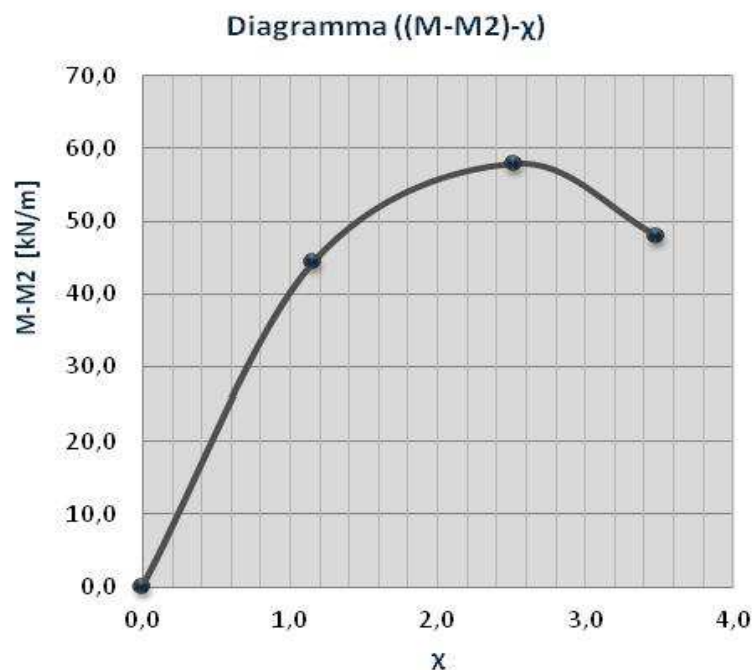
Fasi del procedimento:

- 1) Determinazione del diagramma (M- χ) di un pilastro;
- 2) Individuazione della retta del momento del secondo ordine;
- 3) Tracciamento del diagramma ((M-M2)- χ);
- 4) Calcolo della duttilità di curvatura dal rapporto: $\mu_{\chi} = \chi_u / \chi_y$
- 5) Determinazione di q_0 massimo dalle verifiche di duttilità;
- 6) Determinazione di $q = K_R q_0$ con K_R pari a 1 e per strutture regolari in altezza.

ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Calcolo del fattore di struttura disponibile



$\chi_u =$ curvatura ultima, a cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione;

$\chi_y =$ curvatura al limite dello snervamento.

Risultati ottenuti considerando il pilastro ritenuto significativo:

	χ_u	χ_y	μ_χ	q_0	$q=q_0$
Pilastro	4,3	0,9	4,78	2,23	2,23

Il fattore di struttura è maggiore di 1,5



ESEMPIO:

VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ DI CAPANNONE MEDIO-PICCOLO

Stima del fattore di struttura richiesto (ductilità richiesta)

Stima della ductilità in spostamento richiesta ai pilastri nello stato di fatto, a partire dai carichi orizzontali utilizzati per il progetto originale.

$$\delta = \frac{M_{eqk}}{M_r} \quad \begin{array}{l} M_{eqk} = \left(\frac{\mu \cdot B \cdot L}{2} \right) \cdot S_a \cdot H \\ M_r = (\rho_w \cdot B \cdot H) \cdot \frac{H}{2} \end{array} \quad \delta = \frac{M_{eqk}}{M_r} = \frac{\mu \cdot B \cdot L \cdot S_a \cdot H / 2}{\rho_w \cdot B \cdot H^2 / 2} = \frac{L}{H} \frac{\mu \cdot S_a}{\rho_w}$$

L, H, B: luce della trave, altezza del pilastro, interasse telai

μ : massa per unità di superficie a livello della copertura

S_a : accelerazione spettrale elastica valutata in corrispondenza del primo modo di vibrare

ρ_w : azione del vento per le Norme Tecniche vigenti al tempo della costruzione dell'opera.

Correzione di δ per tener conto degli effetti del secondo ordine con il fattore moltiplicativo:

$$\frac{1}{1 - \theta} \quad \text{In cui } \theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot H} = \frac{(\mu \cdot B \cdot L) \cdot (S_{d,d} \cdot \delta)}{\left(\frac{\mu \cdot B \cdot L}{g} \cdot S_{a,d} \right) H} = \frac{g \cdot \delta}{\omega^2 \cdot H}$$

Il risultato ottenuto è:

$q \equiv dc$	dd	dc/ dd
2,23	6	0,37 (37%)

La % ottenuta è prossima a quella derivante dall'analisi modale, pari al 35%.



ESEMPIO

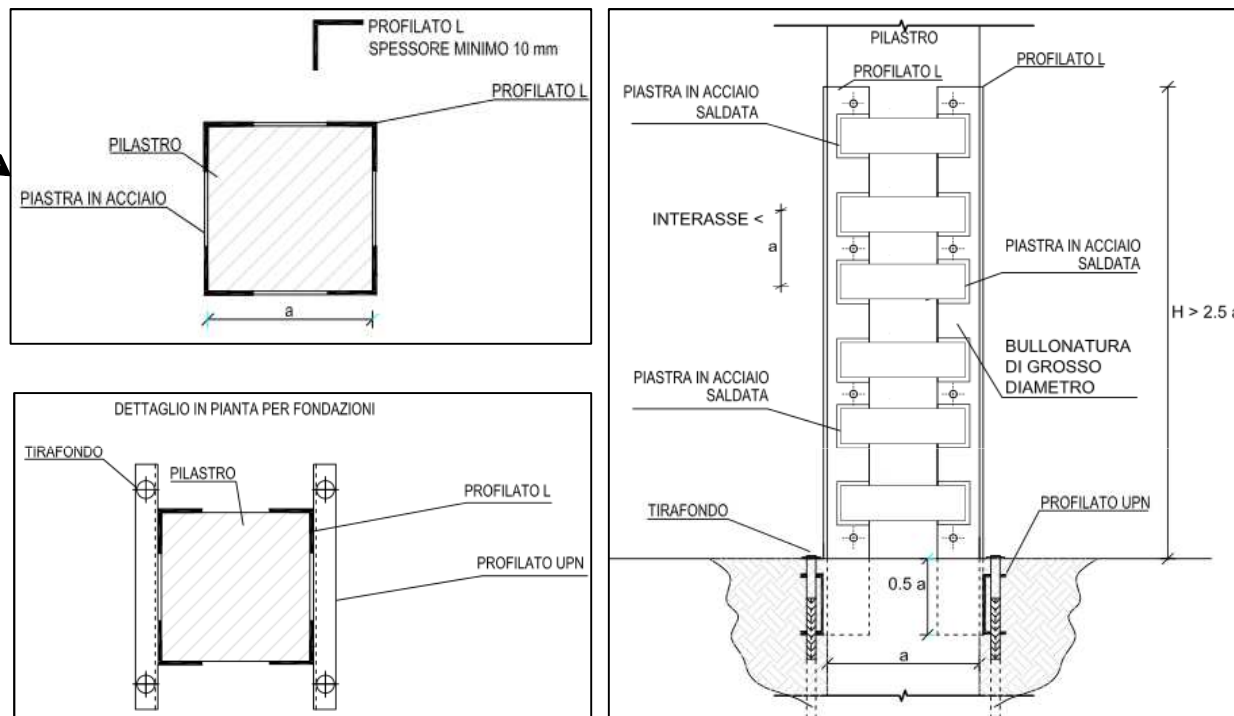
PROPOSTE DI INTERVENTO

Base pilastro

FRP



Confinamento mediante angolari in acciaio



IRRIGIDIMENTO ZONA CRITICA ➡ POSSIBILE CRISI BICCHIERE

Il progetto dell'intervento deve essere effettuato in modo tale che l'elemento, una volta adeguato, sia in grado di sopportare un sisma almeno pari al 60% di quello di progetto per nuove costruzioni.



ESEMPIO

PROPOSTE DI INTERVENTO

Per il plinto a bicchiere:

Aumento di rigidezza e resistenza della fondazione mediante ringrosso o incamiciatura del plinto o realizzazione di nuove travi di fondazione ordite nelle due direzioni principali che inglobino i plinti esistenti mediante un efficace sistema di connessione.

Il progetto dell'intervento deve essere effettuato in modo tale che l'elemento, una volta adeguato, sia in grado di sopportare un sisma almeno pari al 60% di quello di progetto per nuove costruzioni.

**Infine occorre porre particolare attenzione agli elementi secondari quali i
PANNELLI DI TAMPONAMENTO PREFABBRICATI**



Il cedimento anche di un singolo elemento del sistema di ancoraggio comporta il rovesciamento del pannello a terra, con notevoli rischi per l'incolumità delle persone



Occorre considerare la resistenza della connessione sia agli SLD che agli SLV, in modo tale da poter garantire alla connessione la capacità di sviluppare le opportune deformazioni senza che il collasso venga raggiunto.



EDIFICI PREFABBRICATI MONOPIANO

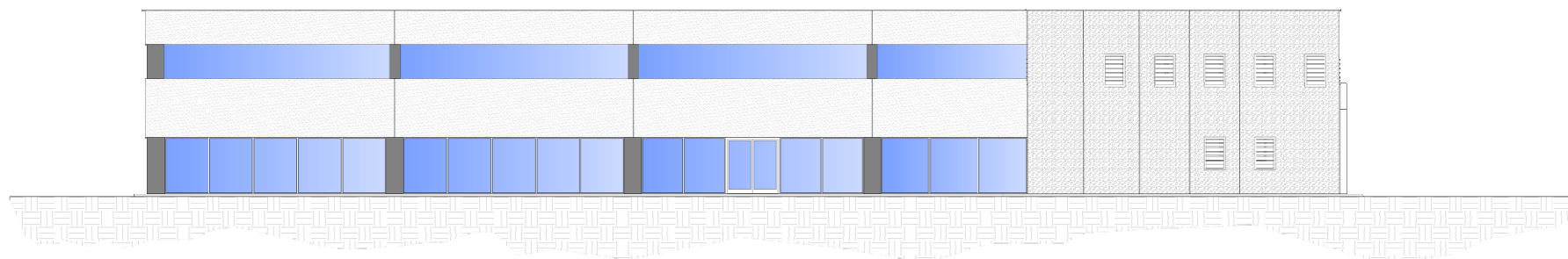
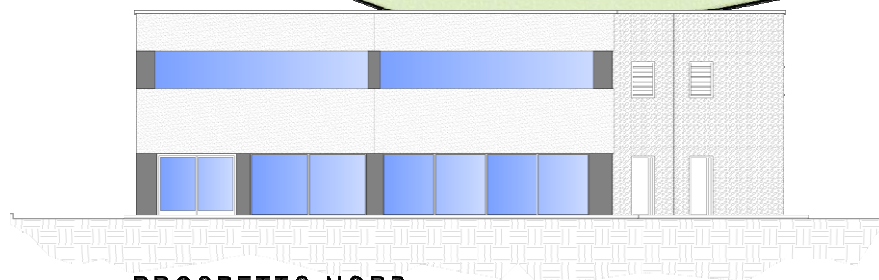
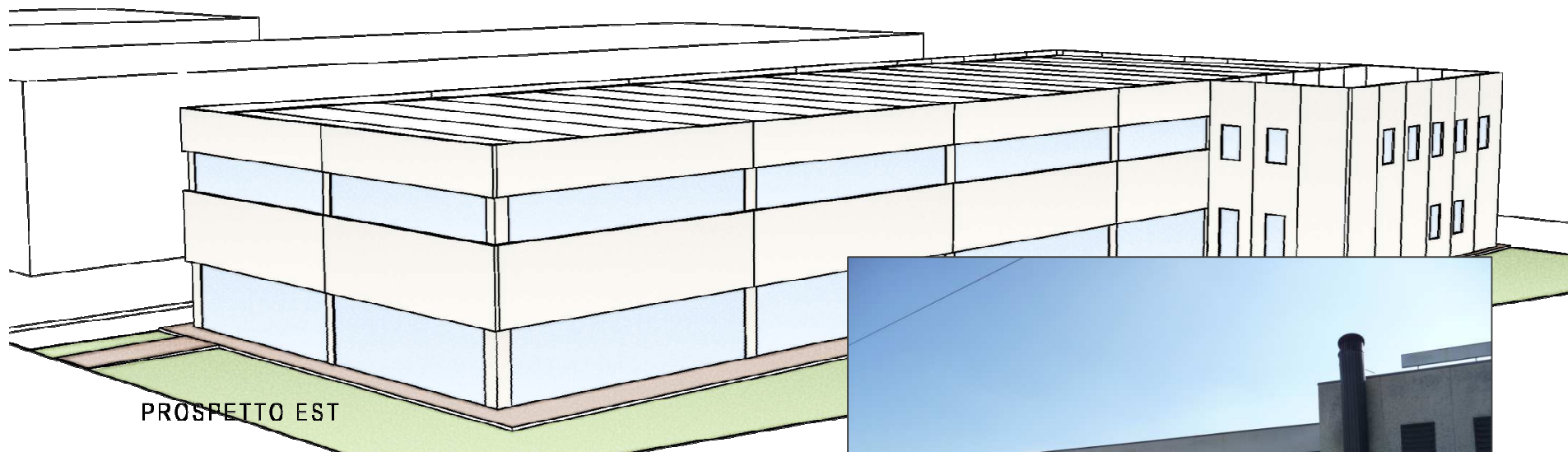
- Aspetti peculiari
- Collegamenti
- Principali carenze
- Riferimenti normativi

Esempi applicativi

1. Analisi di vulnerabilità di un capannone medio-piccolo
- 2. Analisi di vulnerabilità e proposte di adeguamento di un edificio prefabbricato a due piani**
3. Analisi di vulnerabilità di una palestra realizzata in c.a.p.



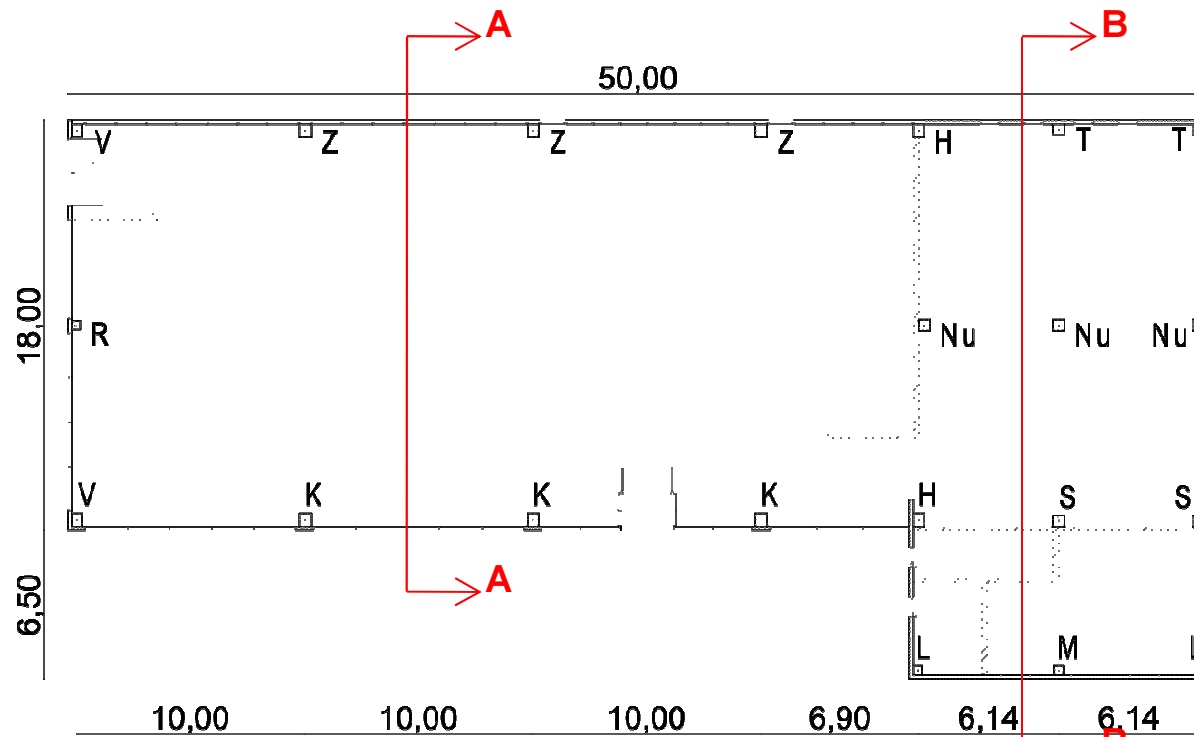
II CASO STUDIO



II CASO STUDIO



II CASO STUDIO

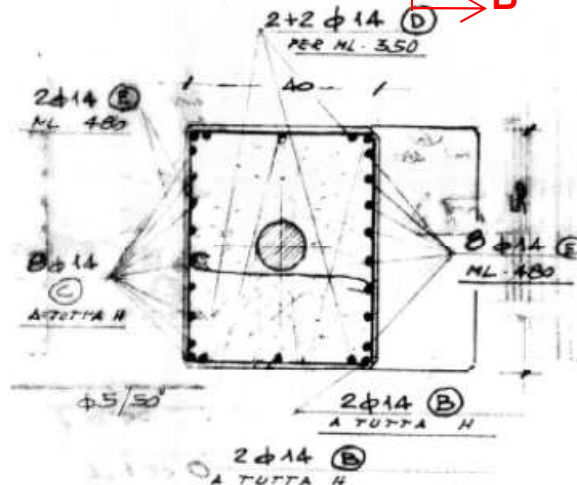
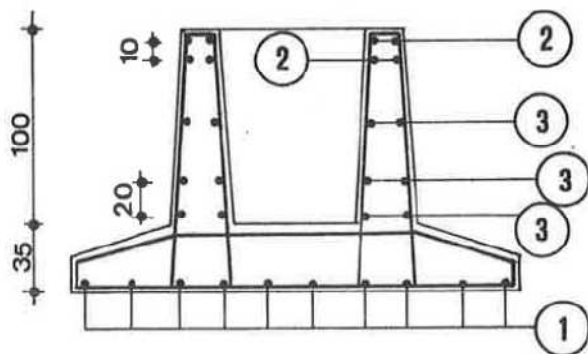


PLINTI A BICCHIERE

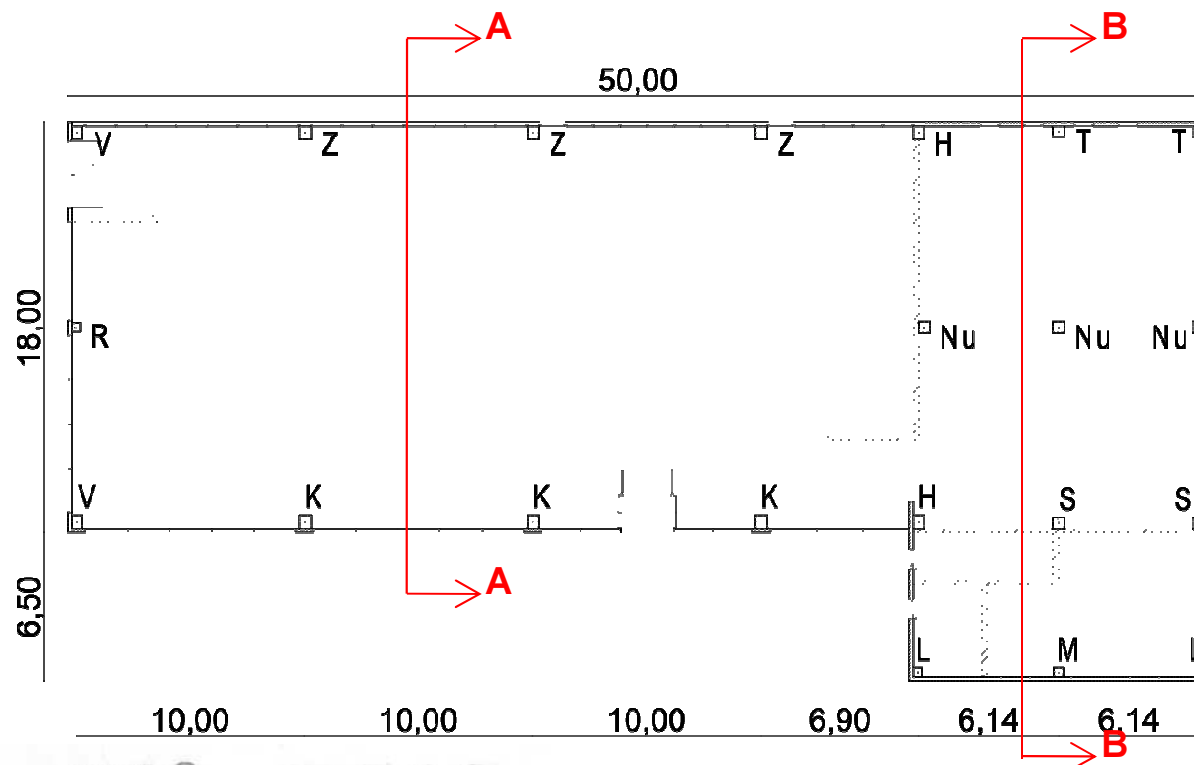
- 10 240X210cm
- 8 230X180cm

PILASTRI

- 10 50X60cm
- 7 50X50cm
- 4 40X40cm



II CASO STUDIO



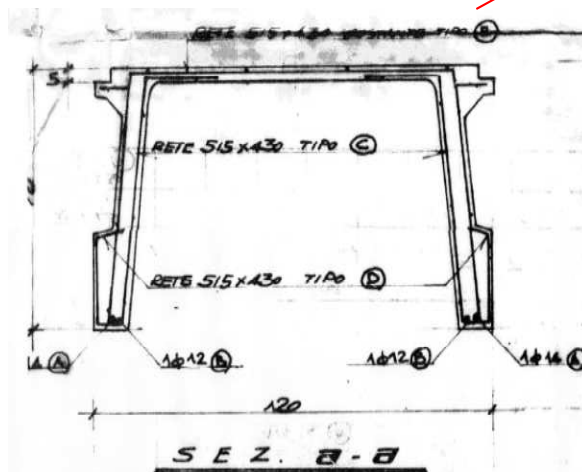
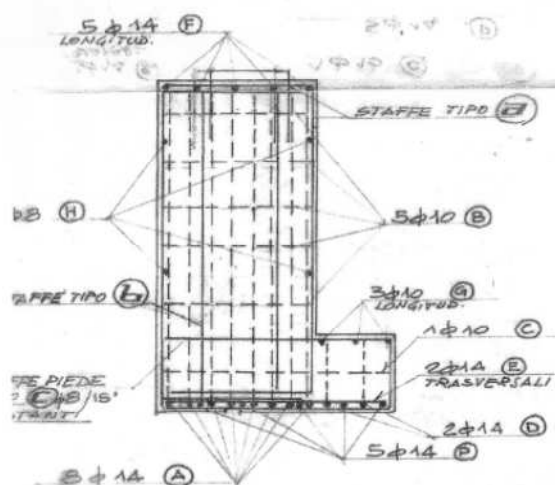
TRAVI

- 24 a L 90X60cm
- 3 rett. 40X40cm
- 2 a L 60X40cm
- 1 a T 60X40cm

TEGOLONI

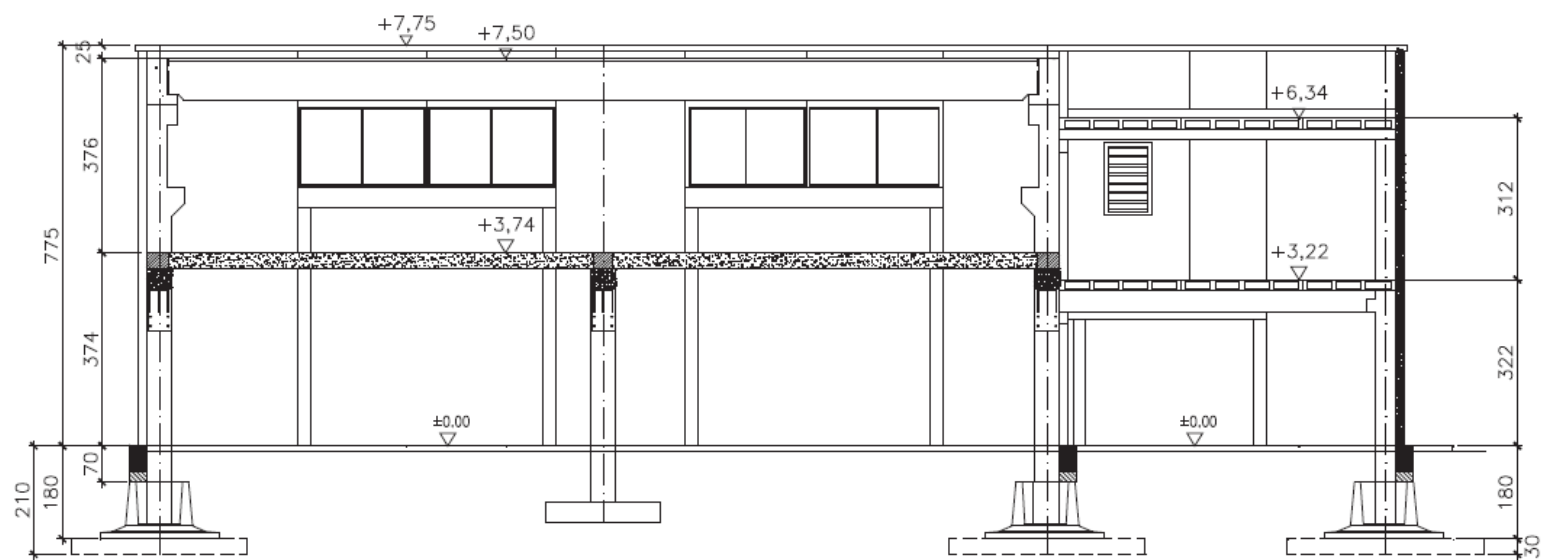
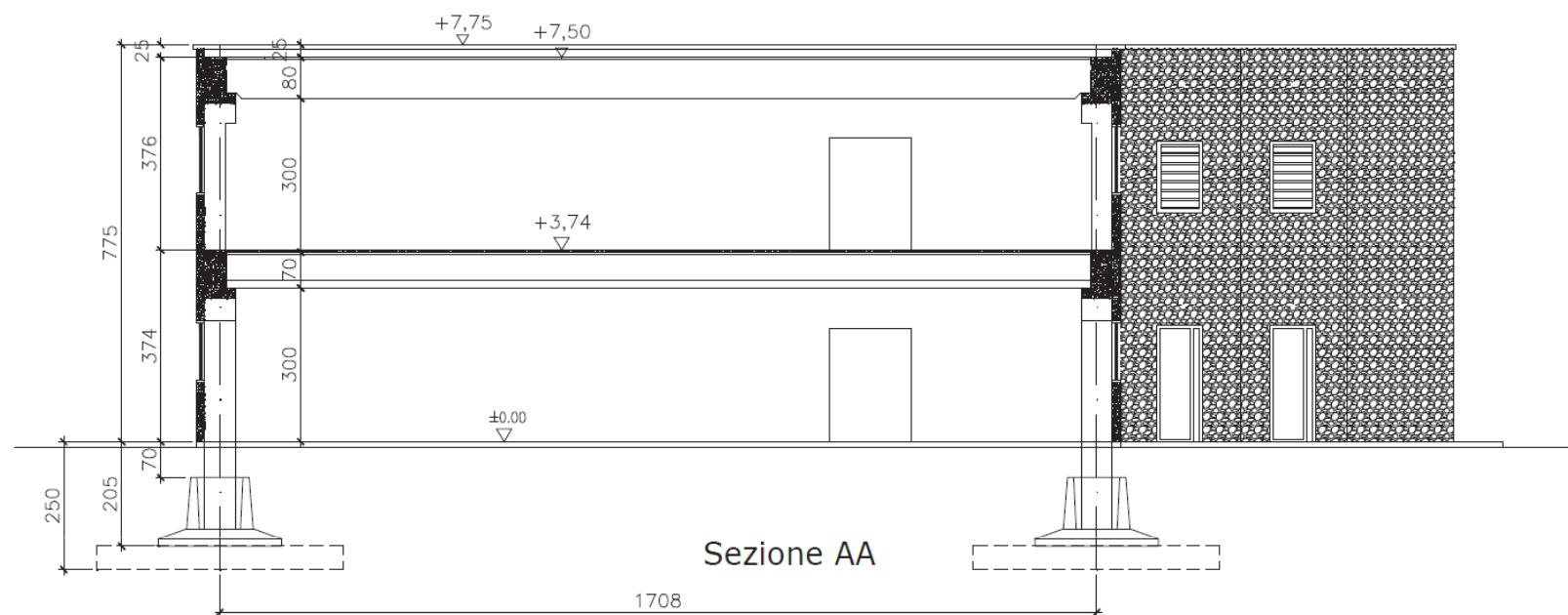
**SOLAIO INTERMEDIO
TIPO OMEGA h 70cm**

**SOLAIO DI COPERTURA
TIPO TT h 80cm**





II CASO STUDIO



Sezione BB



DANNI SUBITI

FIGURA 1

Scostamento del tamponamento esterno



FIGURA 2

Scostamento dei tegoloni



FIGURA 3

Scostamento dei tegoloni



FIGURA 4

Crepa del pavimento





ANALISI DI VULNERABILITÀ

IPOTESI DI MODELLAZIONE E VERIFICA

Hp 1: tutte le carenze relative ai collegamenti tra gli elementi strutturali sono state risolte mediante gli interventi di prima fase.



E' possibile considerare la presenza di telai strutturali in cui le travi sono incernierate ai pilastri

RISULTATI ANALISI (DINAMICA MODALE)

Livello di azione sismica
(rispetto a quella di
progetto) per cui la
struttura verifica

Pilastri
(Presso -
flessione)

• Dal 16 al 51%

Pilastri
(Taglio)

• Dal 78 al 100%

Tegoloni

• 100%

Travi

• 100%



ANALISI DI VULNERABILITÀ

Le verifiche sulle fondazioni

Livello di azione
sismica per cui la
struttura verifica

10-12%

- Rottura del bordo del bicchiere

20-30%

- Capacità portante

40-45%

- Ribaltamento fra plinto e sottoplinto

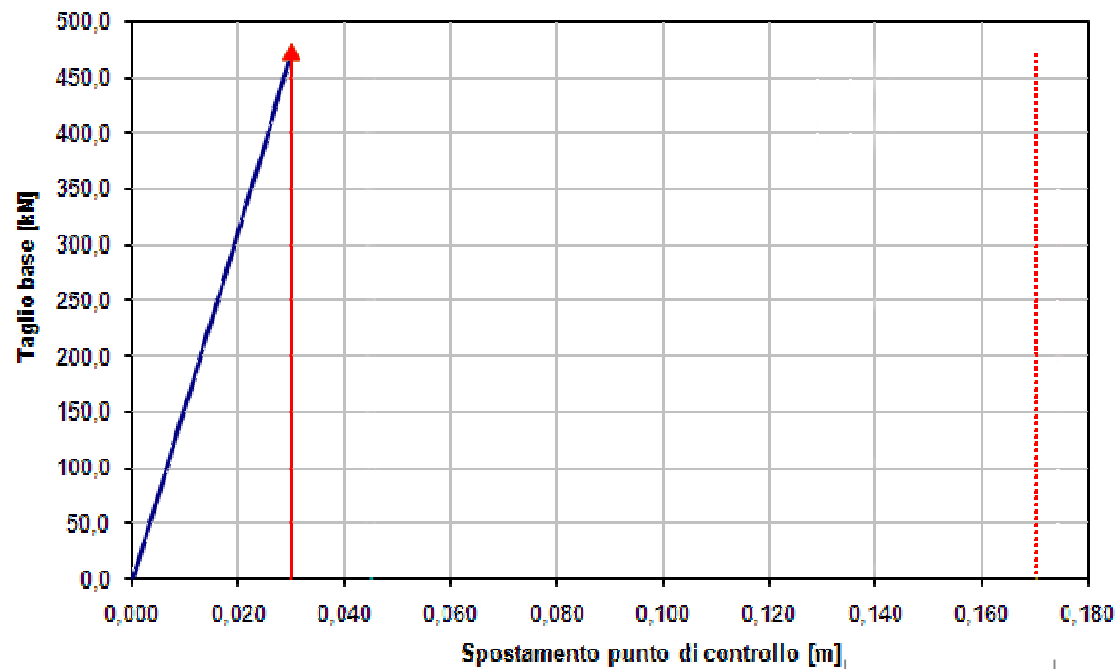
45-60%

- Scorrimento fra sottoplinto e terreno

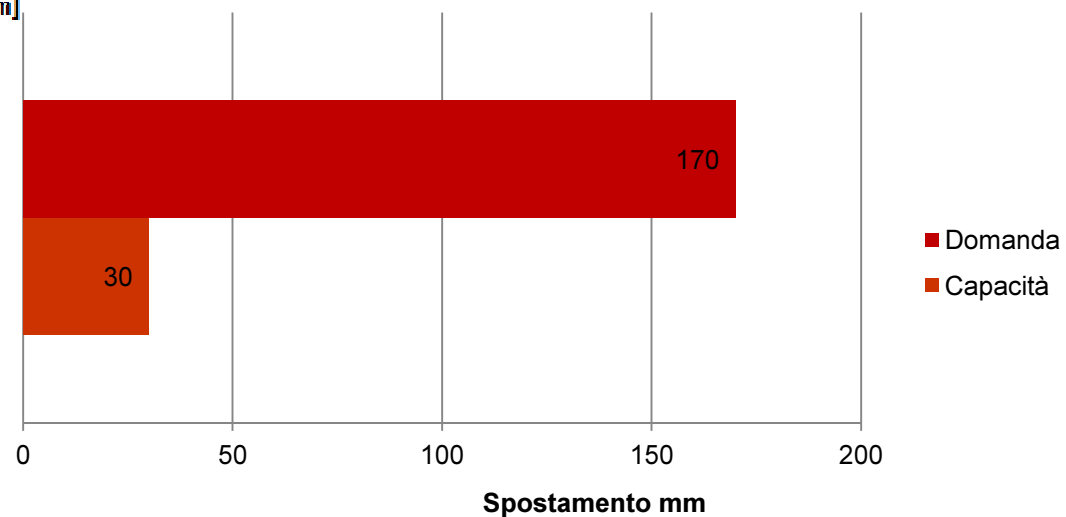
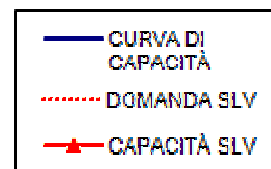


ANALISI DI VULNERABILITÀ

Analisi push-over



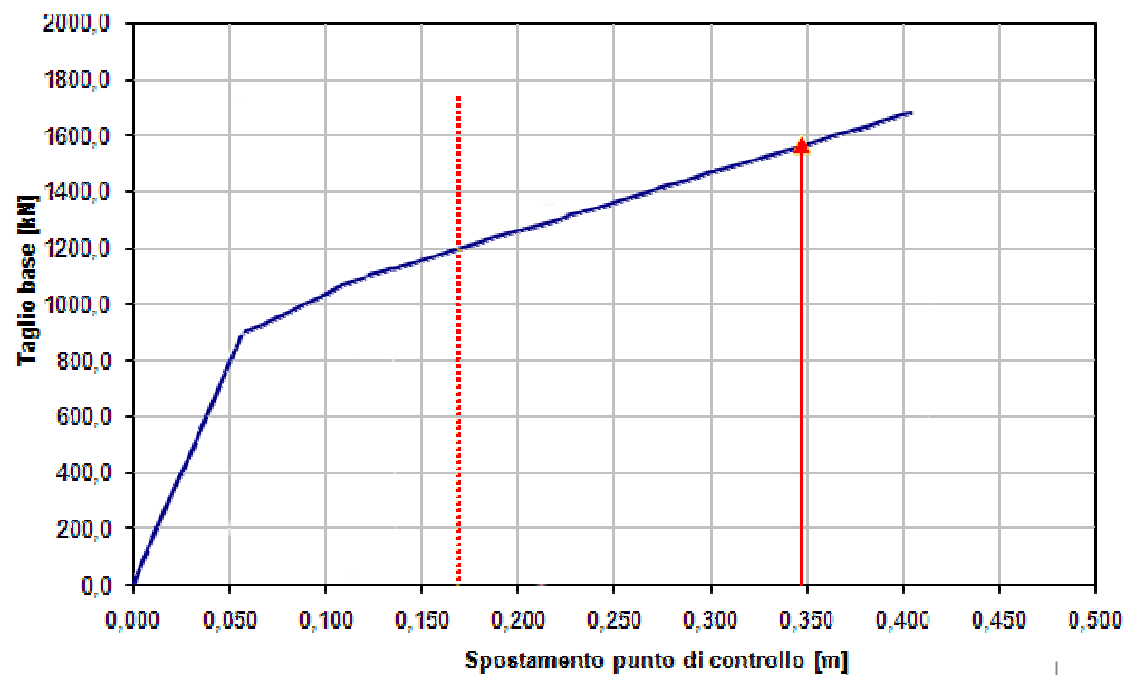
Curva con rottura delle fondazioni



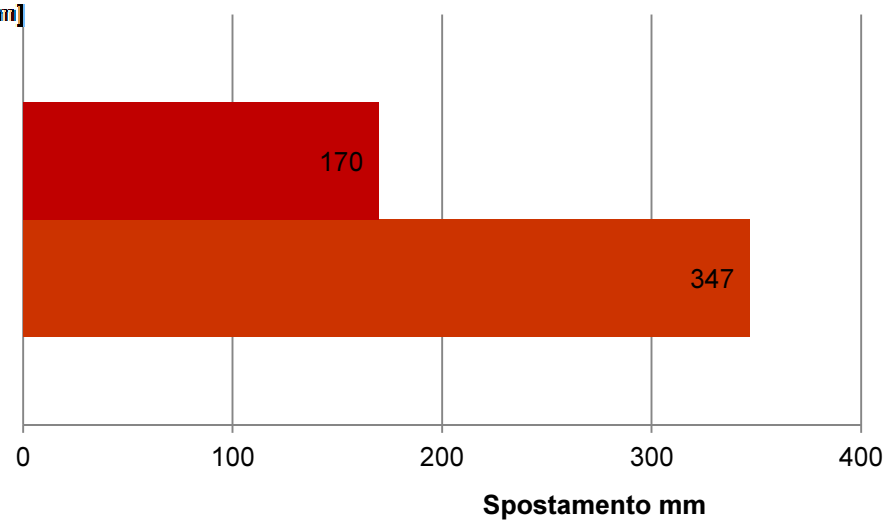
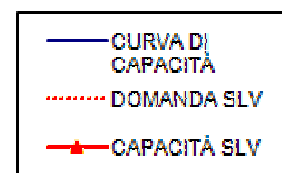


ANALISI DI VULNERABILITÀ

Analisi push-over



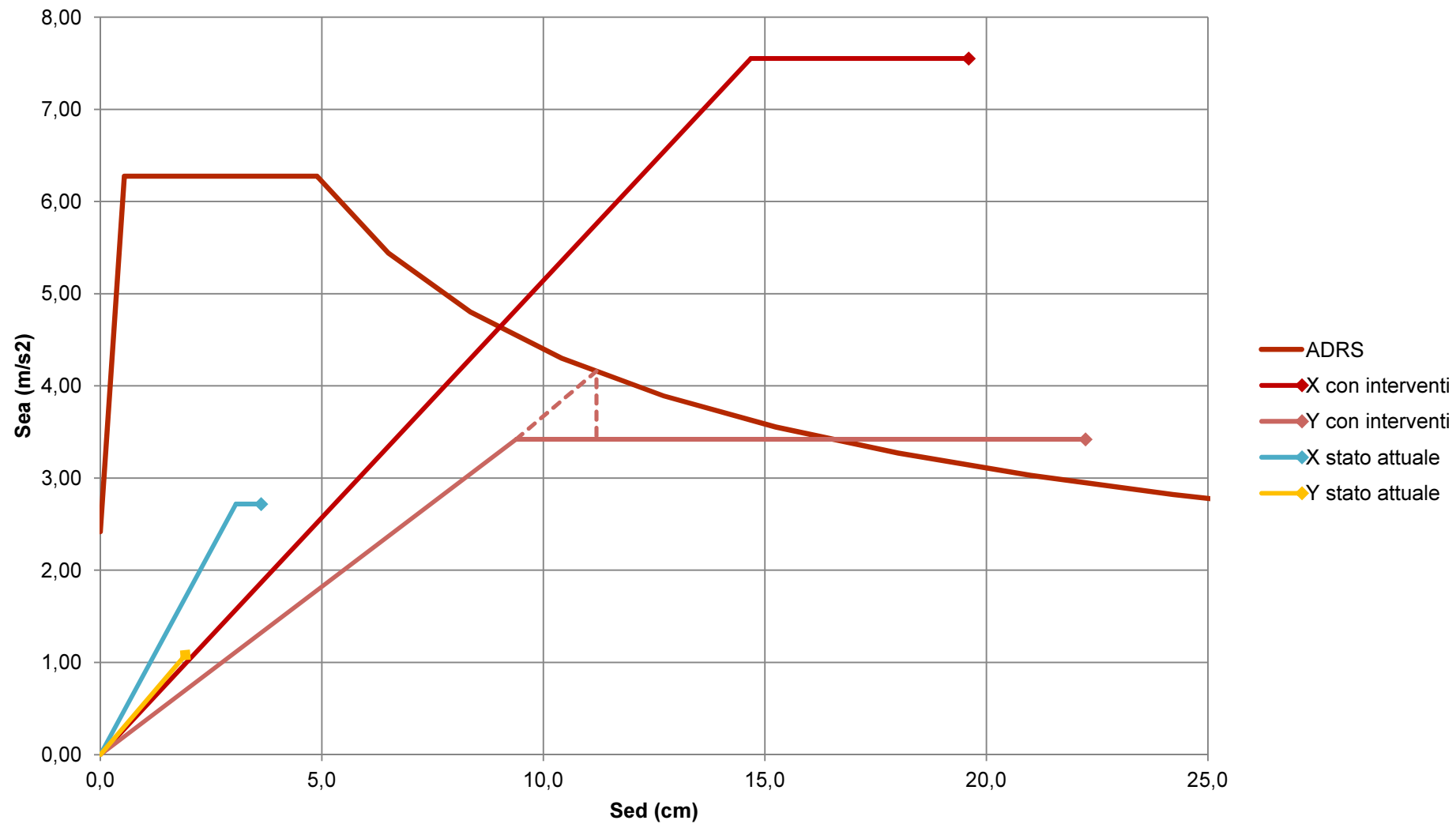
Curva con interventi di adeguamento in fondazione





ANALISI DI VULNERABILITÀ

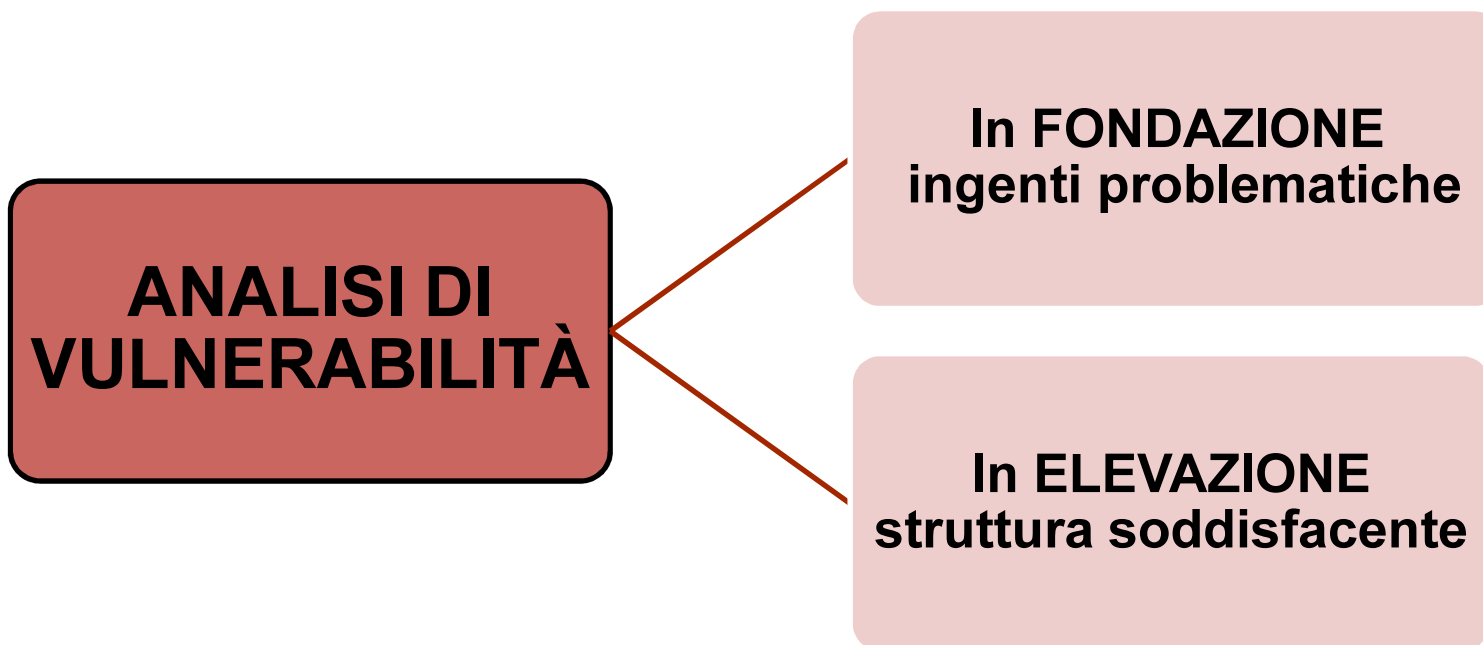
Il metodo n2





ANALISI DI VULNERABILITÀ

Conclusioni

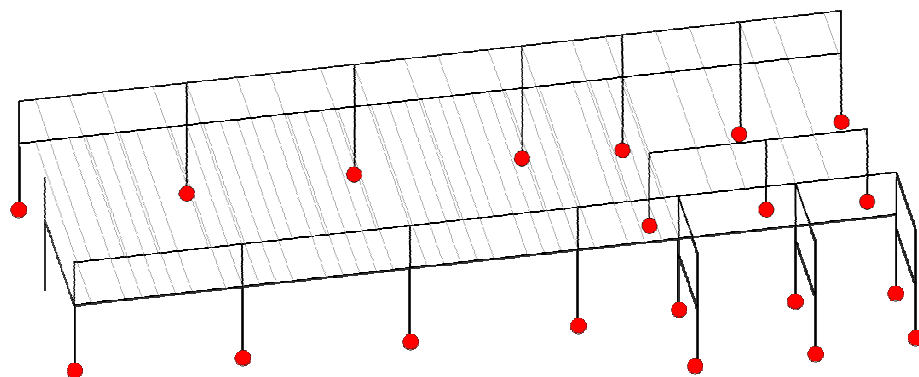


**ALLO STATO ATTUALE LA COSTRUZIONE NON RAGGIUNGE I LIVELLI
PRESTAZIONALI RICHIESTI DALLA LEGGE N°122/2012.**



PROPOSTE DI ADEGUAMENTO

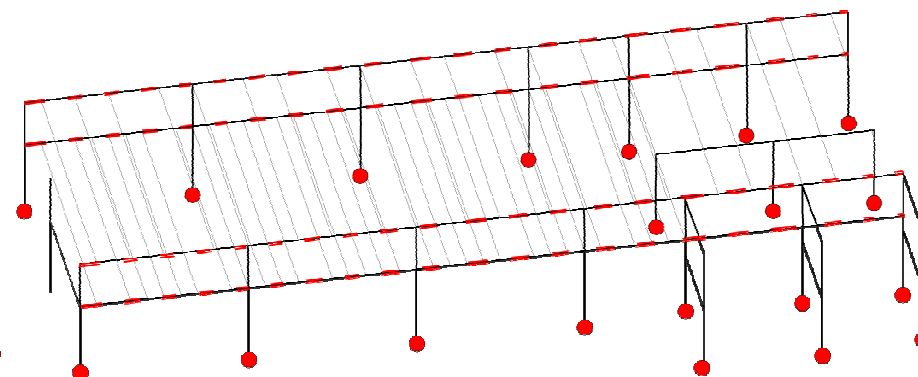
CON INTERVENTI IN FONDAZIONE



1A

● AREA DI INTERVENTO

- FASCIATURA CON FRP
- INIEZIONI DI RESINE ESPANDENTI
- ALLARGAMENTO BASE FONDALE
- CUCITURA PILASTRO-PLINTO-SOTTOPLINTO



1B

● AREA DI INTERVENTO

- PIASTRE DI IRRIGIDIMENTO
- FASCIATURA CON FRP
- INIEZIONI DI RESINE ESPANDENTI
- ALLARGAMENTO BASE FONDALE
- CUCITURA PILASTRO-PLINTO-SOTTOPLINTO



PROPOSTE DI ADEGUAMENTO

CON INTERVENTI IN FONDAZIONE

**55
INTERVENTI**



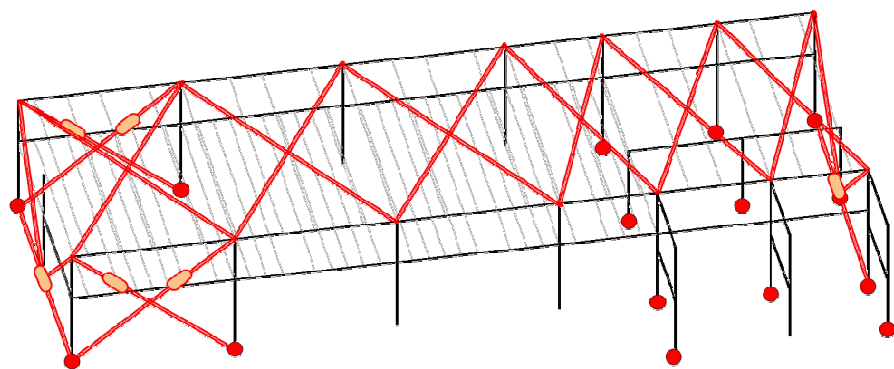
**COSTOSI E
DIFFICILI**

- **FASCIATURA CON FRP DEI BICCHIERI**
- **INIEZIONI DI RESINE ESPANDENTI NEL TERRENO**
- **CUCITURA FRA PILASTRO-PLINTO-SOTTOPLINTO**
- **ALLARGAMENTO DELLA BASE FONDALE**



PROPOSTE DI ADEGUAMENTO

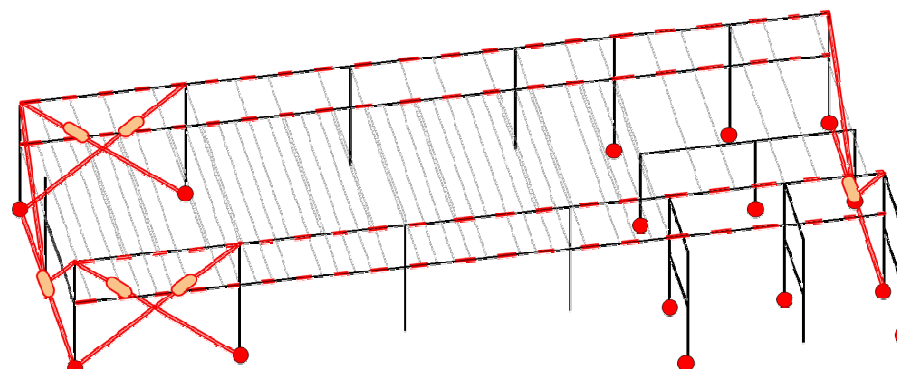
CON DISSIPATORI



DISSIPATORE AREA DI INTERVENTO

2A

- INSERIMENTO DISSIPATORI
- INSERIMENTO CONTROVENTI DI COPERTURA
- FASCIATURA CON FRP
- INIEZIONI DI RESINE ESPANDENTI
- ALLARGAMENTO BASE FONDALE
- CUCITURA PILASTRO-PLINTO-SOTTOPLINTO



DISSIPATORE AREA DI INTERVENTO

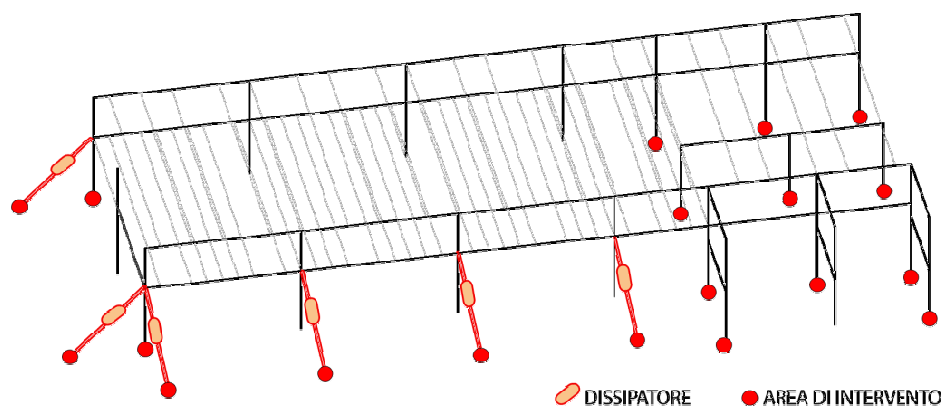
2B

- INSERIMENTO DISSIPATORI
- INSERIMENTO PIASTRE DI IRRIGIDIMENTO
- FASCIATURA CON FRP
- INIEZIONI DI RESINE ESPANDENTI
- ALLARGAMENTO BASE FONDALE
- CUCITURA PILASTRO-PLINTO-SOTTOPLINTO



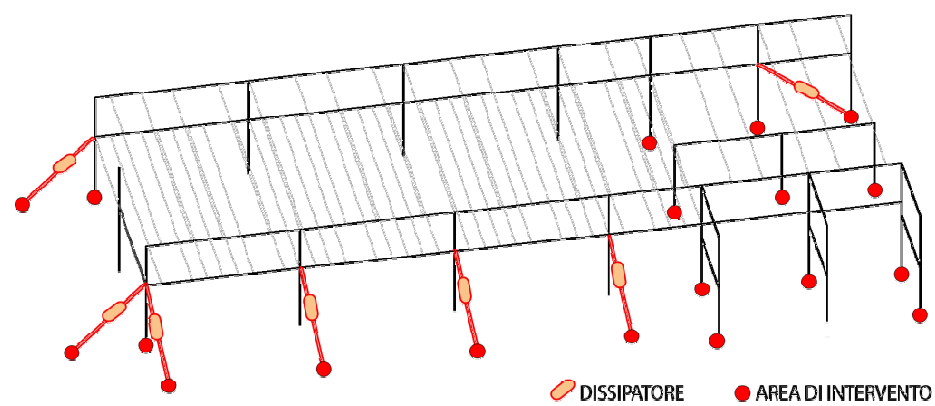
PROPOSTE DI ADEGUAMENTO

CON DISSIPATORI



2C

- INSERIMENTO DISSIPATORI ESTERNI
- FASCIATURA CON FRP
- INIEZIONI DI RESINE ESPANDENTI
- CUCITURA PILASTRO-PLINTO-SOTTOPLINTO

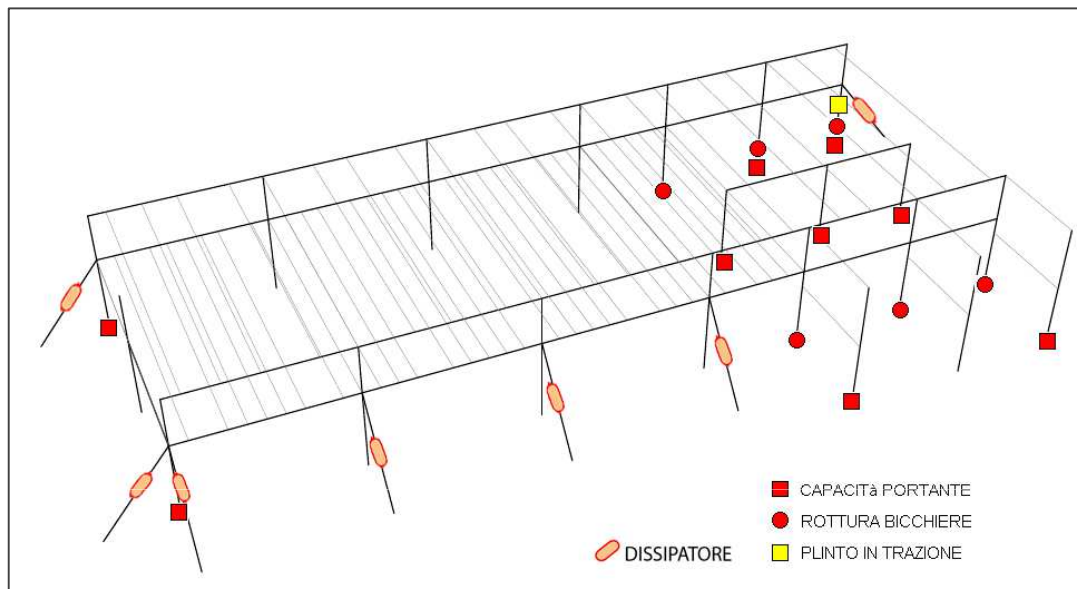


2D

- INSERIMENTO DISSIPATORI, 1 INTERNO
- FASCIATURA CON FRP
- INIEZIONI DI RESINE ESPANDENTI
- CUCITURA PILASTRO-PLINTO-SOTTOPLINTO



LA SOLUZIONE OTTIMALE 2E



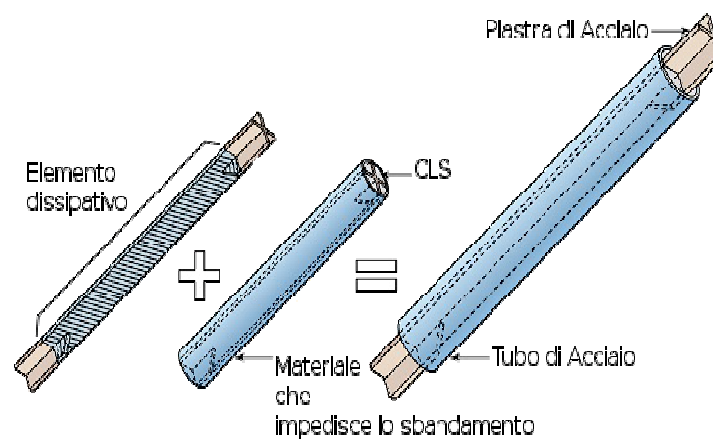
GLI INTERVENTI IN FONDAZIONE

TIPO	n°
ROTTURA BICCHIERE	6
CAP. PORTANTE	9
PLINTO IN TRAZIONE	1
TOT	16

DISSIPATORI
tipo BRB



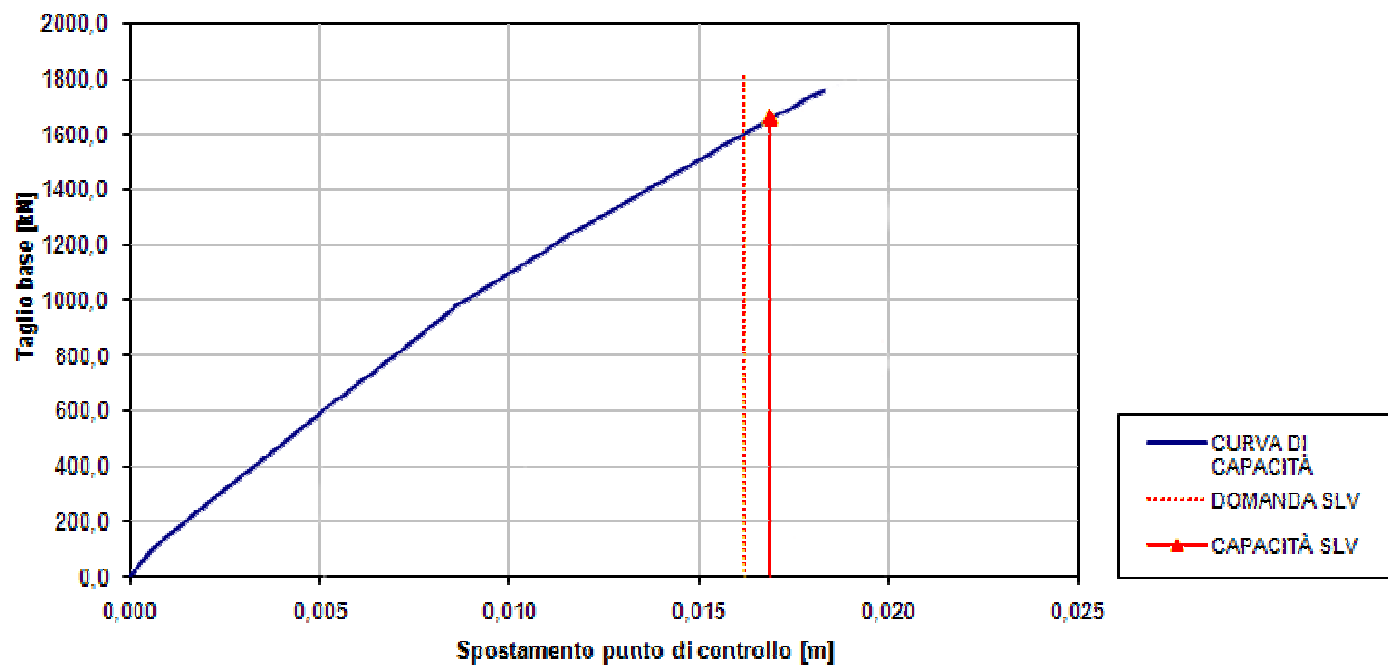
*Buckling
Restrained
Brace*





La soluzione OTTIMALE

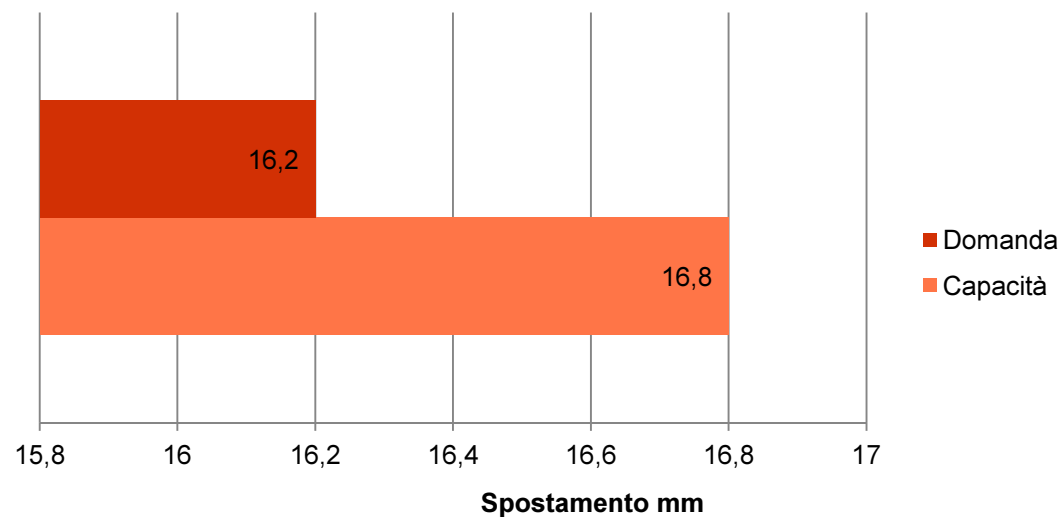
Analisi push-over



Curva con interventi di adeguamento:

- 7 DISSIPATORI

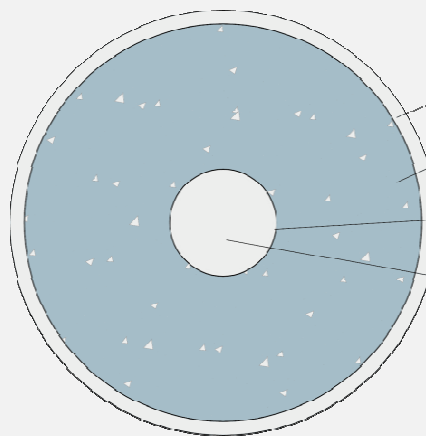
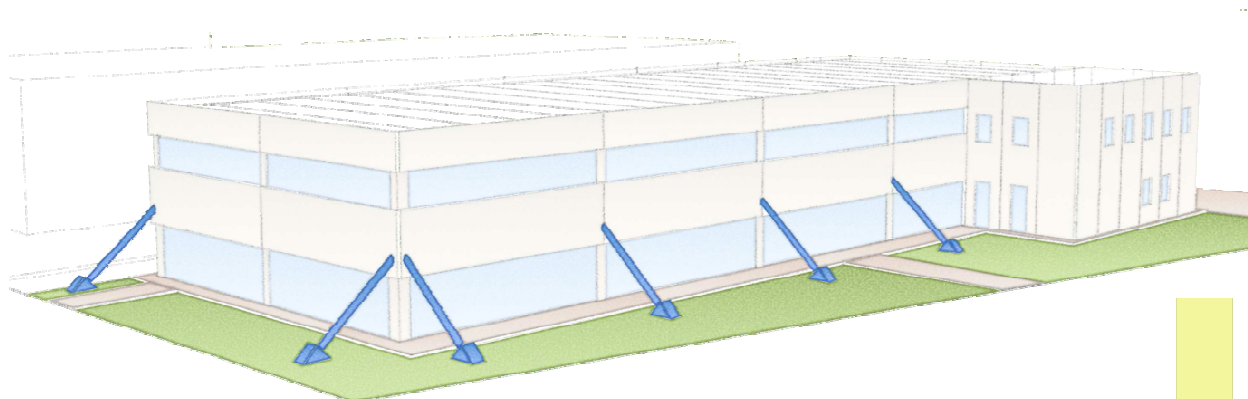
- 16 INTERVENTI IN FONDAZIONE





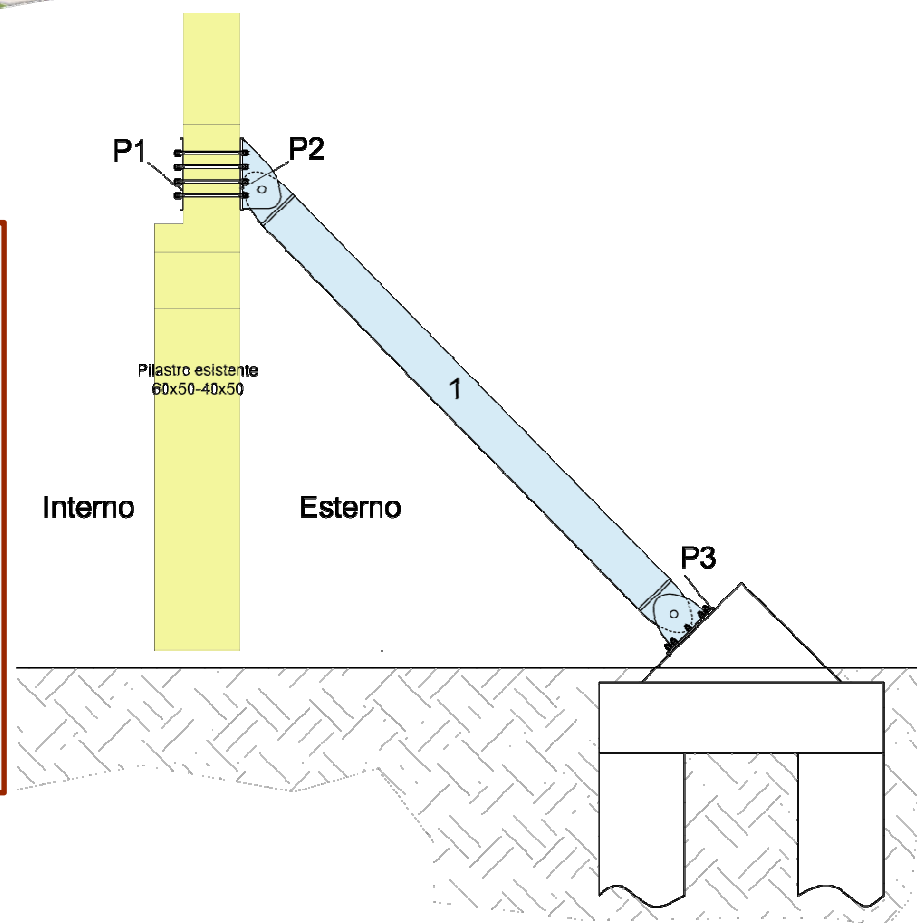
GLI INTERVENTI DA ESEGUIRE

I dissipatori



- Tubo esterno in acciaio
- Riempimento in calcestruzzo
- Superficie di scorrimento
- Anima dissipativa in metallo

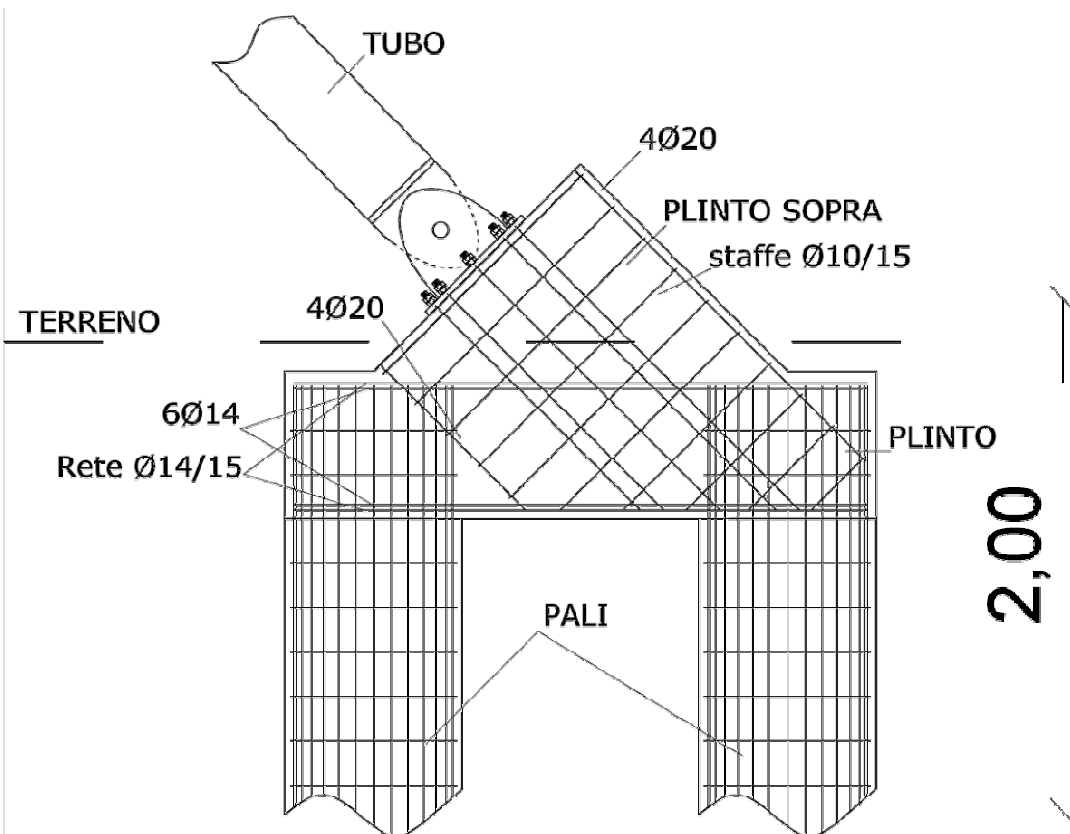
SEZIONE TIPO BRB



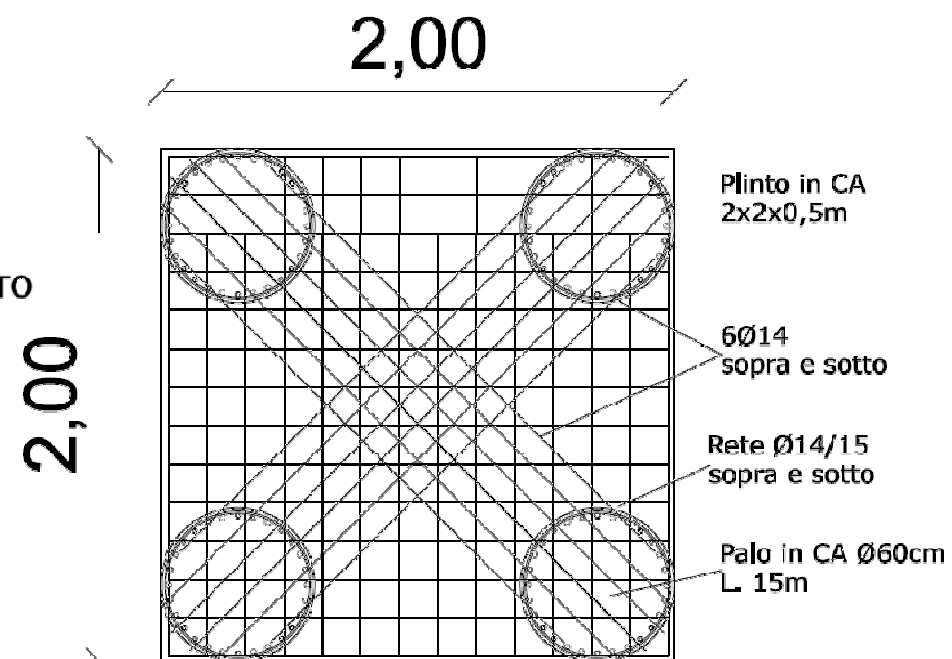


GLI INTERVENTI DA ESEGUIRE

Le fondazioni dei dissipatori



SEZIONE PLINTO

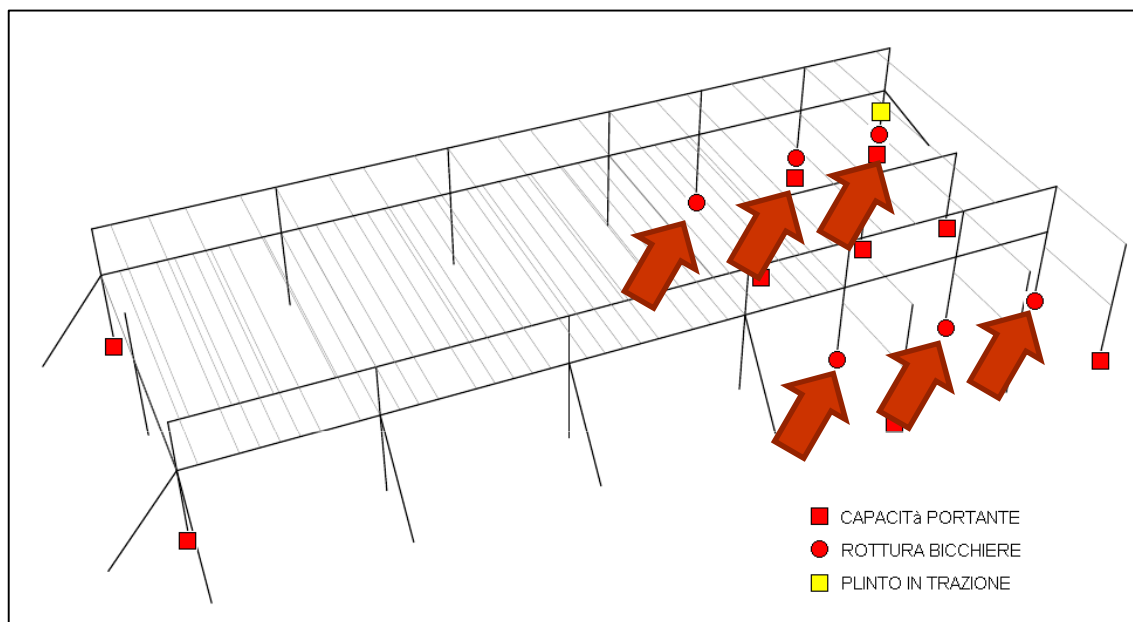


PIANTA PLINTO



GLI INTERVENTI DA ESEGUIRE

In fondazione



- CAPACITÀ PORTANTE
- ROTTURA BICCHIERE
- PLINTO IN TRAZIONE

Rottura del
BICCHIERE



FASCIATURA
CON FRP

Tipo di fibra:

Grammatura (g/m^2):

Massa volumica (g/cm^3):

Spessore equivalente di tessuto secco (mm):

Area resistente per unità di larghezza (mm^2/m):

Resistenza meccanica a trazione (N/mm^2):

Modulo elastico a trazione (N/mm^2):

Allungamento a rottura (%):

Adesione al calcestruzzo (N/mm^2):

vetro Type E

1.140

2,6

0,1096

438,4

2.600

73.000

3,5-4

> 3 (rottura del supporto)

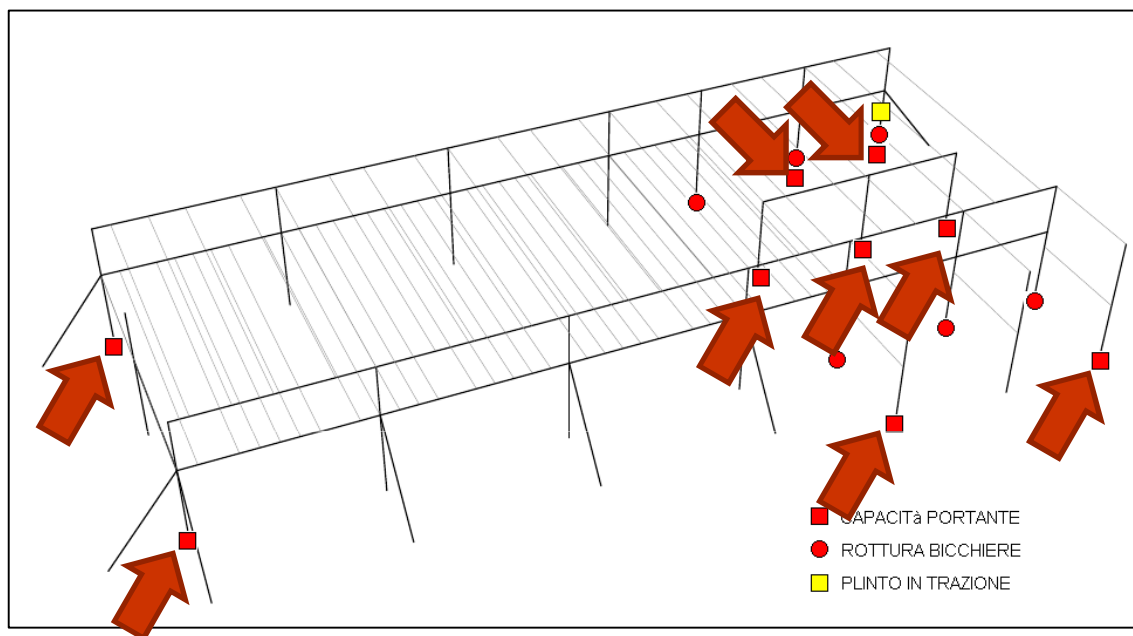
1,00





GLI INTERVENTI DA ESEGUIRE

In fondazione



Capacità
Portante



INIEZIONI
DI RESINE

Sistema
MULTIRESINE

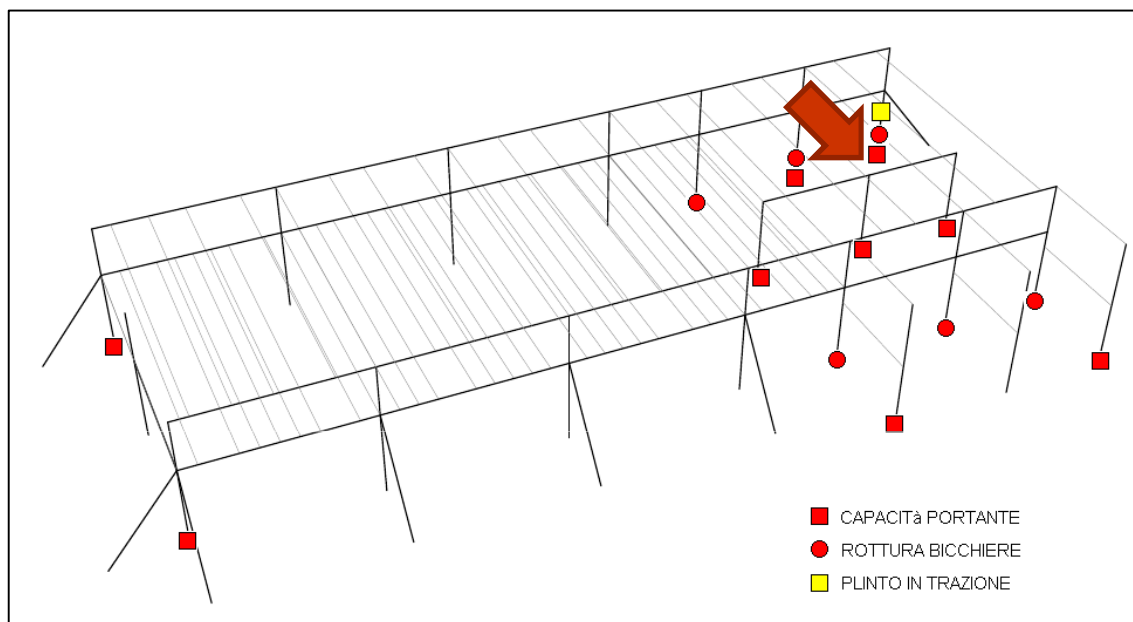
1- Resina ad elevata densità con elevata resistenza meccanica.

2- Resina ad elevata espansione per la massima compattazione.



GLI INTERVENTI DA ESEGUIRE

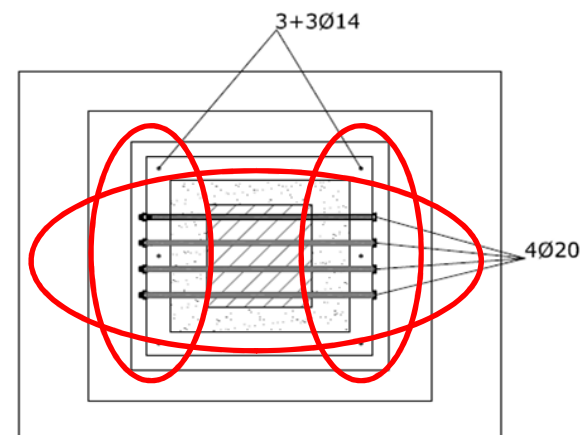
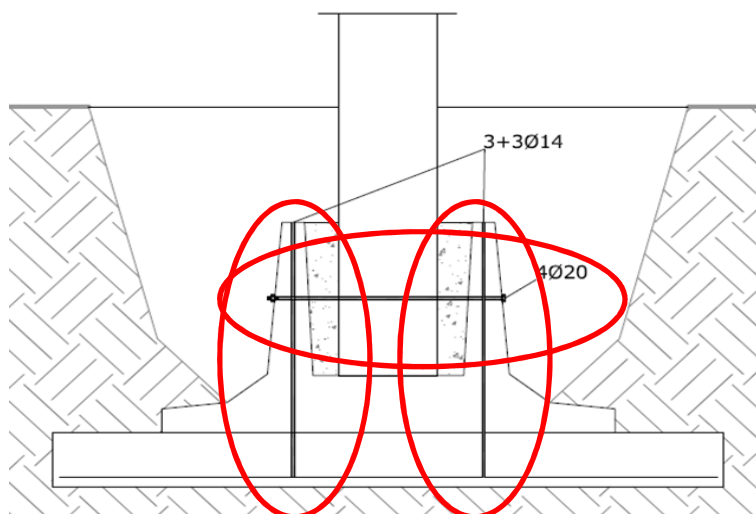
In fondazione



Plinto in
trazione



CUCITURA





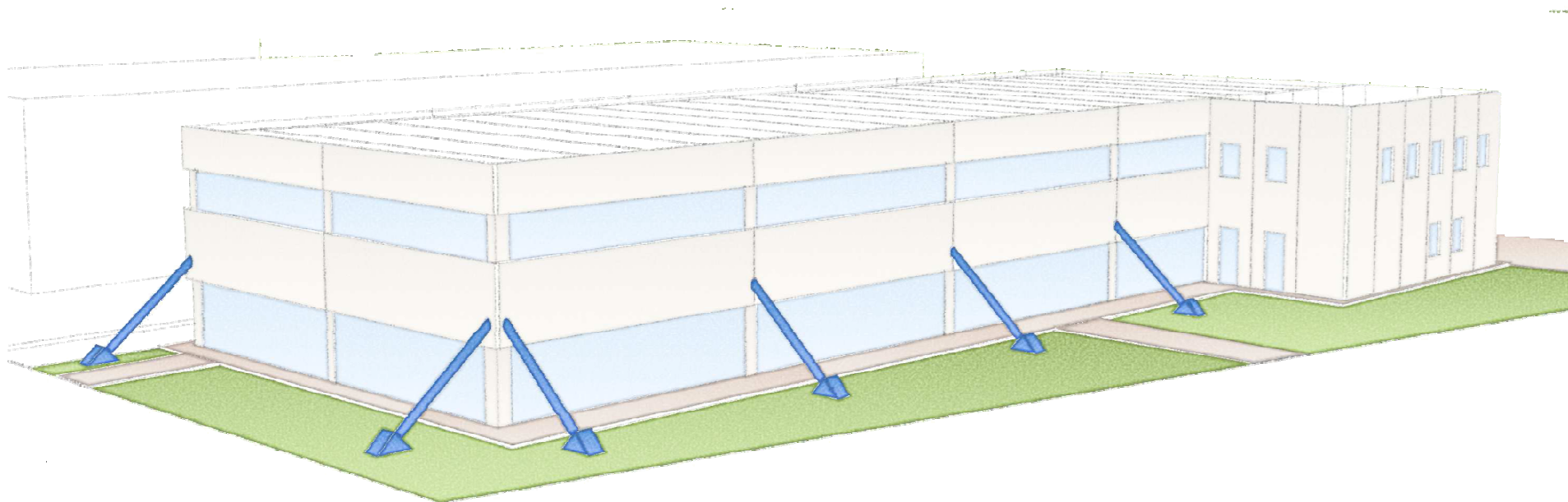
CONCLUSIONI

CONTRO

- MAGGIORI INTERVENTI ESTERNI
- RIDUZIONE SFRUTTAMENTO STRADA POSTERIORE

PRO

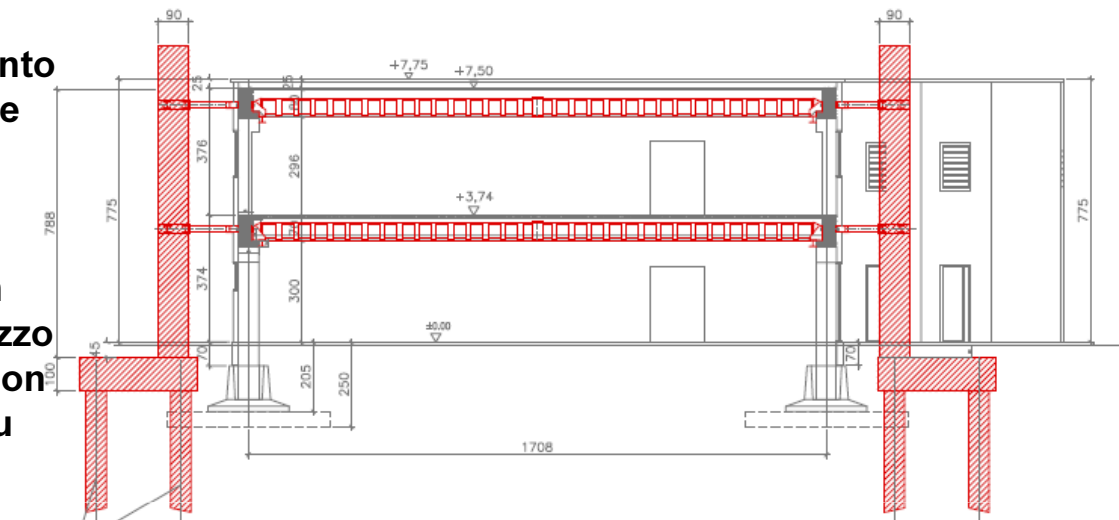
- MINORI INTERVENTI IN FONDAZIONE
- PROTEZIONE COMPLETA DAL SISMA DI PROGETTO
- NESSUNA INTERRUZIONE DELLE ATTIVITÀ



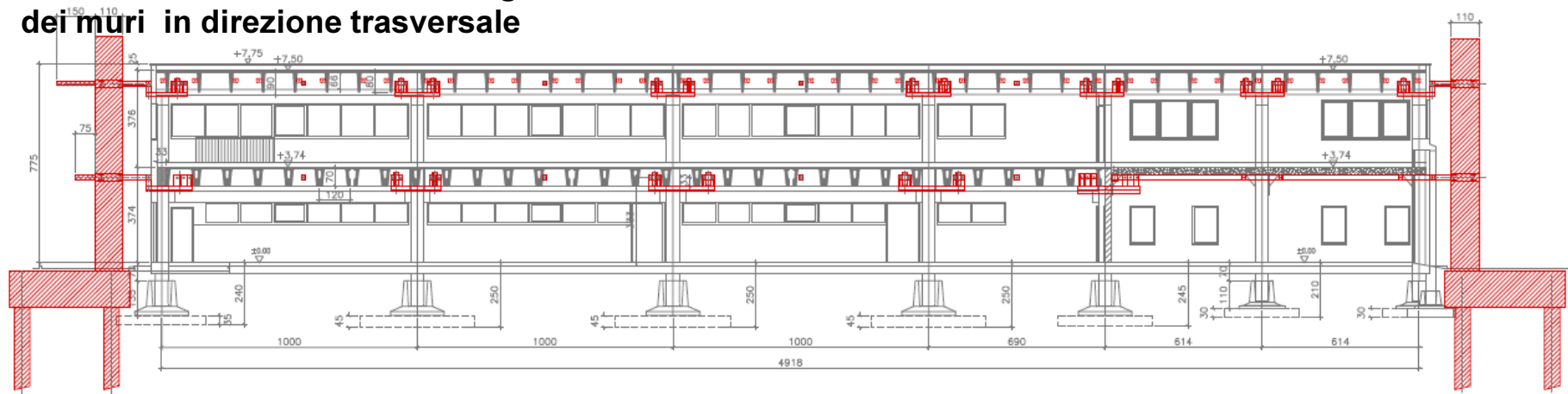
INTERVENTO di MIGLIORAMENTO

DESCRIZIONE GENERALE

- ✓ Necessità di interferire in maniera quanto più limitata possibile con la produzione
- ✓ Introduzione di una nuova struttura resistente alle azioni orizzontali realizzata con muri di taglio in c.a. o in soluzione composta acciaio-calcestruzzo opportunamente collegate tra di loro con fondazioni realizzate mediante plinti su pali.
- ✓ Collegamento delle travi longitudinali
- ✓ Inserimento di elementi di collegamento dei muri in direzione trasversale



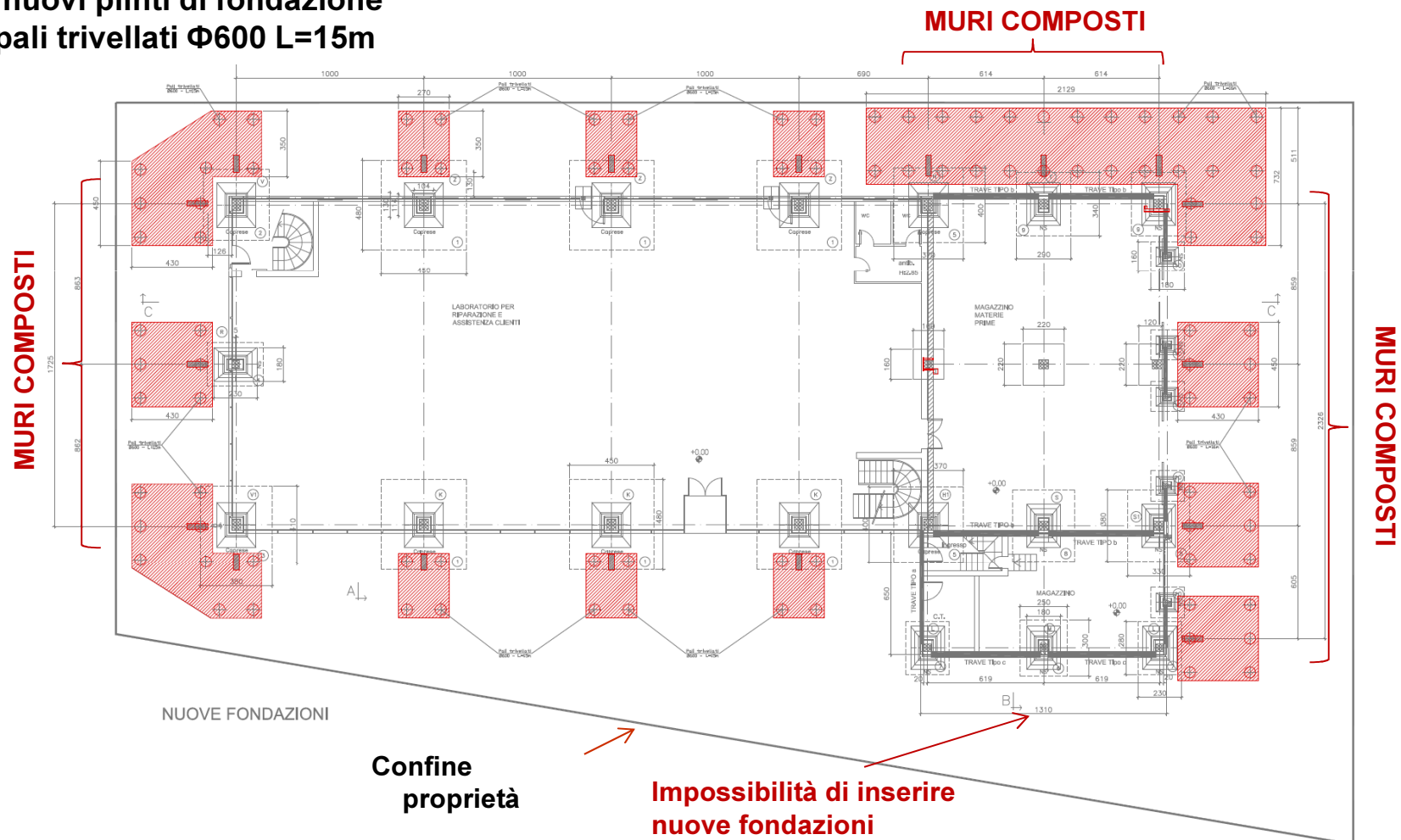
SEZIONE A-A



SEZIONE C-C

- ✓ **10 Muri composti acciaio calcestruzzo 110x30cm**
- ✓ **6 Muri in c.a. 90x30cm**
- ✓ **13 nuovi plinti di fondazione**
- ✓ **94 pali trivellati $\Phi 600$ L=15m**

I muri composti sono stati inseriti nelle zone in cui la richiesta di rigidità e resistenza era maggiore (direzione longitudinale, direzione trasversale in corrispondenza della “palazzina”)



Muri in c.a.



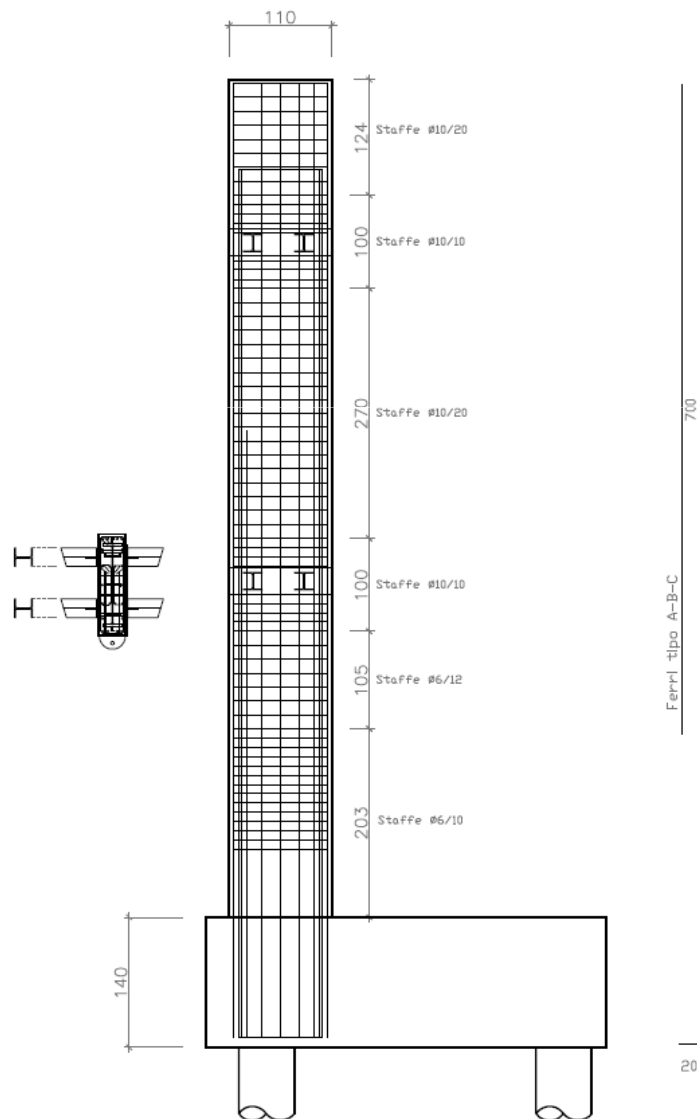
Ferri longitudinali:
A=14#24 correnti
B=8#24 L=620
Staffe #10/10-20

Technical drawing of a mechanical part showing three views: front, top, and side. The front view shows a rectangular block with a central slot and two circular features. The top view shows the block's footprint with dimensions. The side view shows the block's profile with a sloped top surface. Dimensions are provided in millimeters.

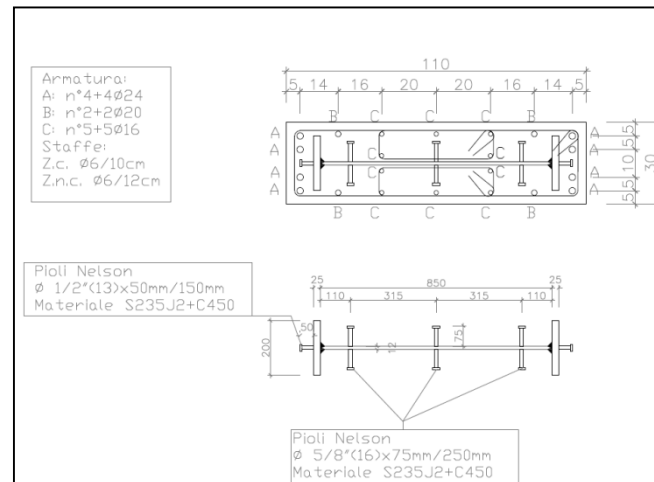
INTERVENTO di MIGLIORAMENTO

DETTAGLI MURI

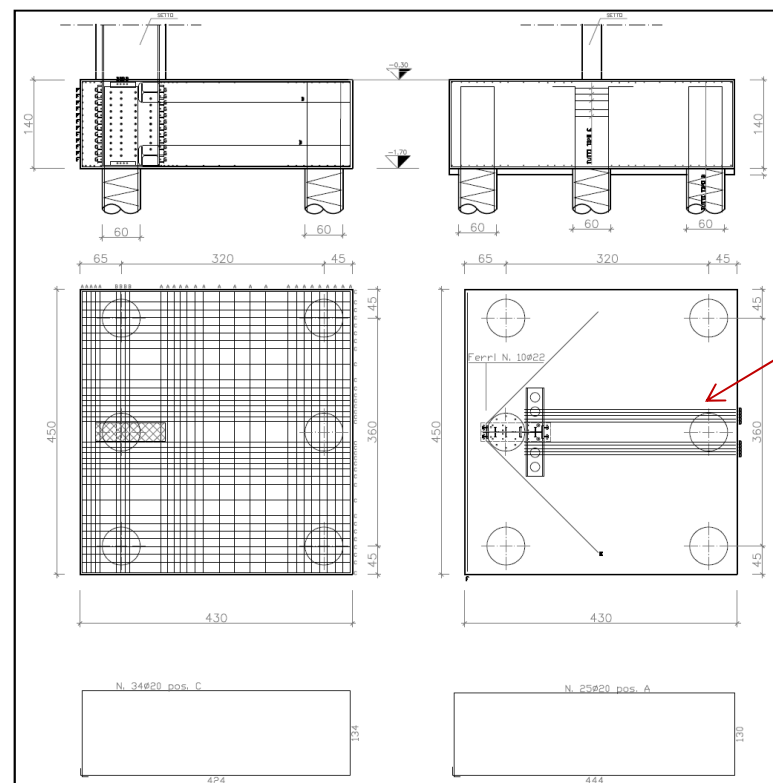
Muri composti



Sezione Muro



Particolari fondazione



Apposita armatura per distribuire il taglio trasmesso dal muro al plinto

Analisi di vulnerabilità

IPOSTESI DI MODELLAZIONE E VERIFICA

Hp 1: tutte le carenze relative ai collegamenti tra gli elementi strutturali sono state risolte mediante gli interventi di prima fase.

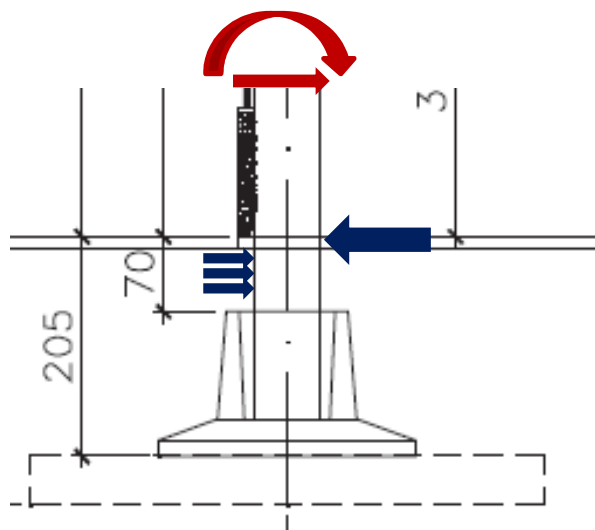


E' possibile considerare la presenza di telai strutturali in cui le travi sono incernierate ai pilastri

Hp 2: La pavimentazione industriale resiste alle sollecitazioni di flessione e taglio trasmesse dal pilastro



I plinti sono soggetti esclusivamente a sforzo normale e non sono quindi eseguite verifiche di resistenza per azioni flettenti



RISULTATI ANALISI (DINAMICA MODALE)

Livello di azione sismica (rispetto a quella di progetto) per cui la struttura verifica

Pilastri
(Presso -
flessione)

• Dal 16 al 51%

Pilastri
(Taglio)

• Dal 78 al 100%

Tegoloni

• 100%

Travi

• 100%

Verifica Efficacia Intervento

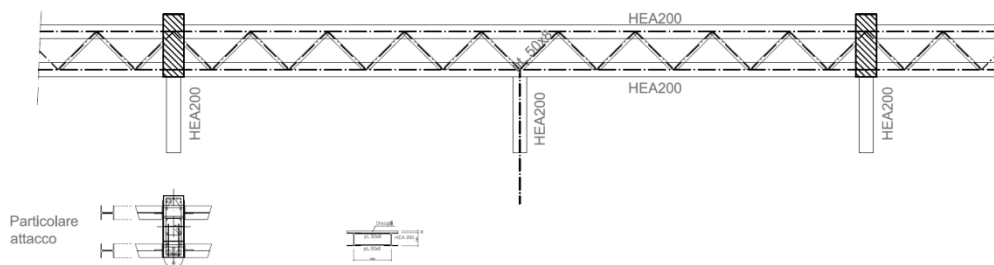
IPOSTESI DI MODELLAZIONE E VERIFICA

Hp 1: è stata trascurata la resistenza a flessione dei bicchieri di fondazione



Colonne modellate come incernierate alla base: si trascura il contributo in rigidezza e resistenza dei pilastri

Hp 2: Stabilità dei muri assicurata dal sistema di collegamento



Sistema di collegamento dei muri

N.B. Due pilastri della “zona nuova” non soddisfano le verifiche associate al 60% del sisma e sono quindi rinforzati mediante fasciature in FRP

RISULTATI ANALISI (DINAMICA MODALE)

Livello di azione sismica (rispetto a quella di progetto) per cui la struttura verifica

Pilastri
(Presso -
flessione)

• Dal 70 al 160%

Pilastri
(Taglio)

• 100%

Tegoloni

• 100%

Travi

• 100%



EDIFICI PREFABBRICATI MONOPIANO

- Aspetti peculiari
- Collegamenti
- Principali carenze
- Riferimenti normativi

Esempi applicativi

1. Analisi di vulnerabilità di un capannone medio-piccolo
2. Analisi di vulnerabilità e proposte di adeguamento di un edificio prefabbricato a due piani
- 3. Analisi di vulnerabilità di una palestra realizzata in c.a.p.**

IL CASO DELLA PALESTRA DI VIGARANO MAINARDA (FE)



Analisi storico - critica



Edificio realizzato alla fine degli anni '70, in parte in opera ed in parte mediante l'assemblaggio di elementi prefabbricati in accordo con le tipologie edilizie tipiche degli edifici industriali monopiano, con trave a doppia pendenza e pannelli alveolari di copertura .



IL CASO DELLA PALESTRA DI VIGARANO MAINARDA (FE)



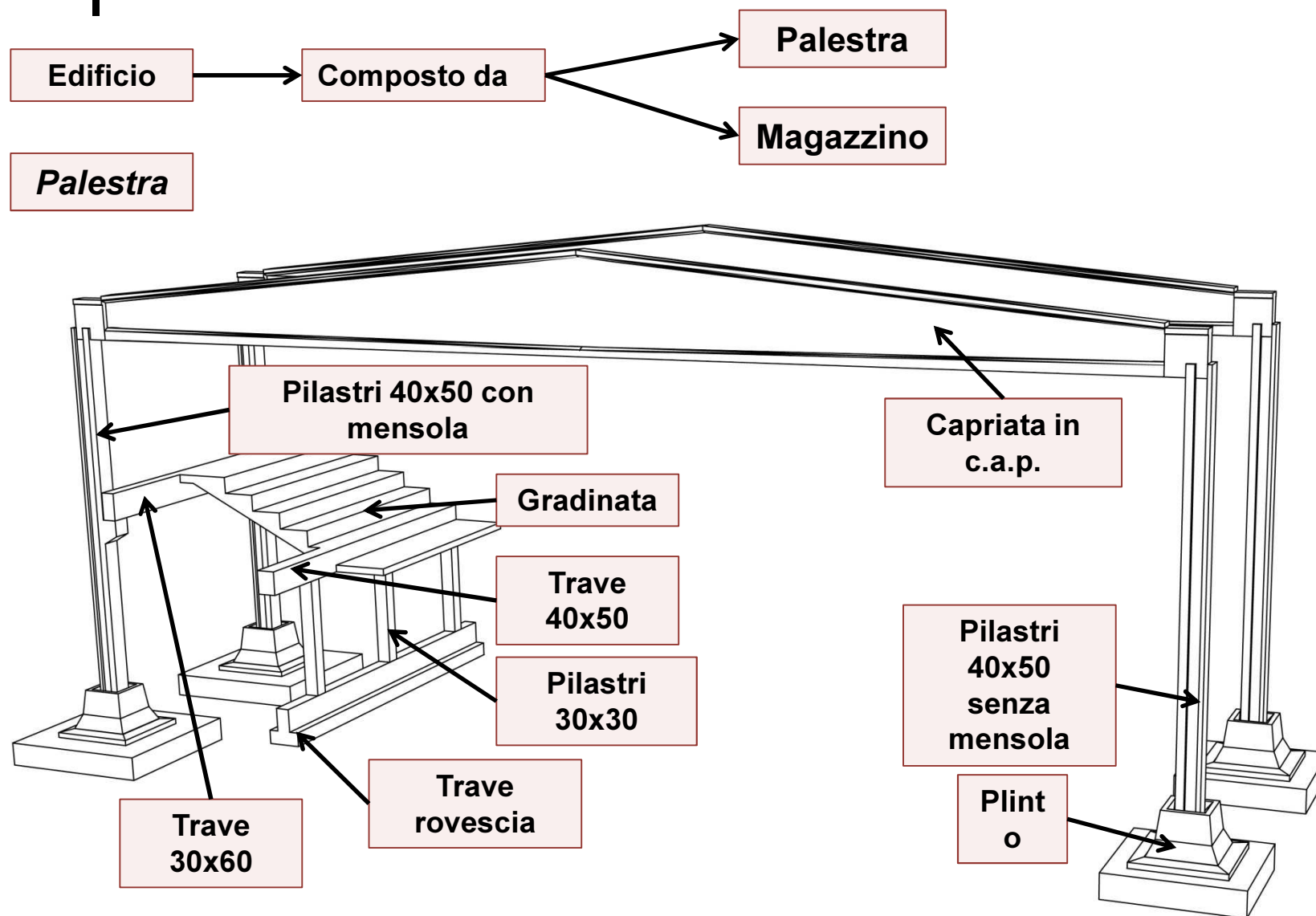
Rilievo geometrico - strutturale

Geometria nota da disegno originali. Fabbricato composto da due parti:
Palestra,
Annesso Palestrina/magazzino;

Effettuato sopralluogo per accertare la coerenza dei disegni originali con lo stato di fatto e rilievo fotografico;

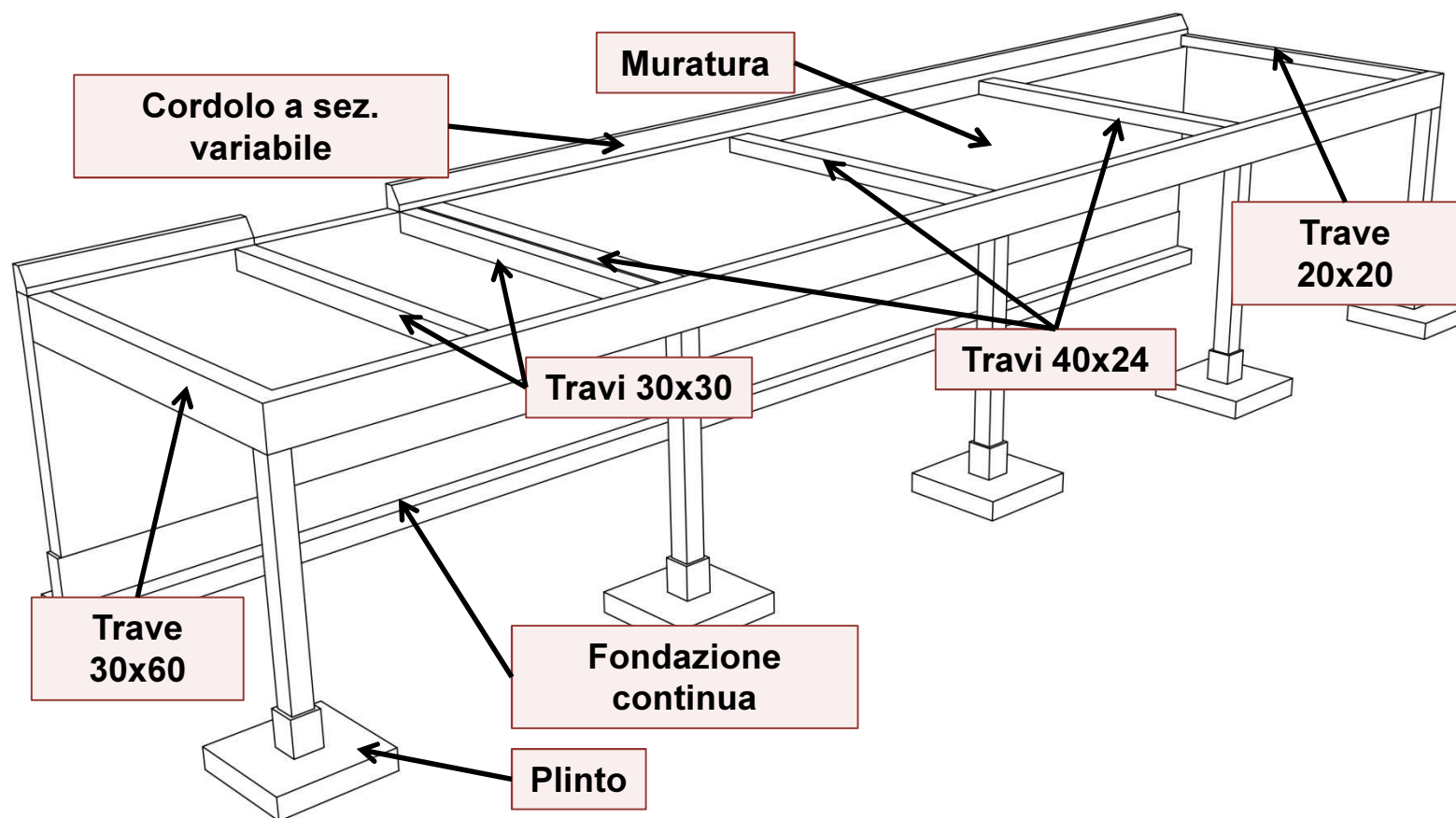
Dettagli costruttivi disponibili per la maggior parte da progetto originale, quelli mancanti sono stati ricavati sulla base di un progetto simulato secondo norme dell'epoca.

IL CASO DELLA PALESTRA DI VIGARANO MAINARDA (FE)

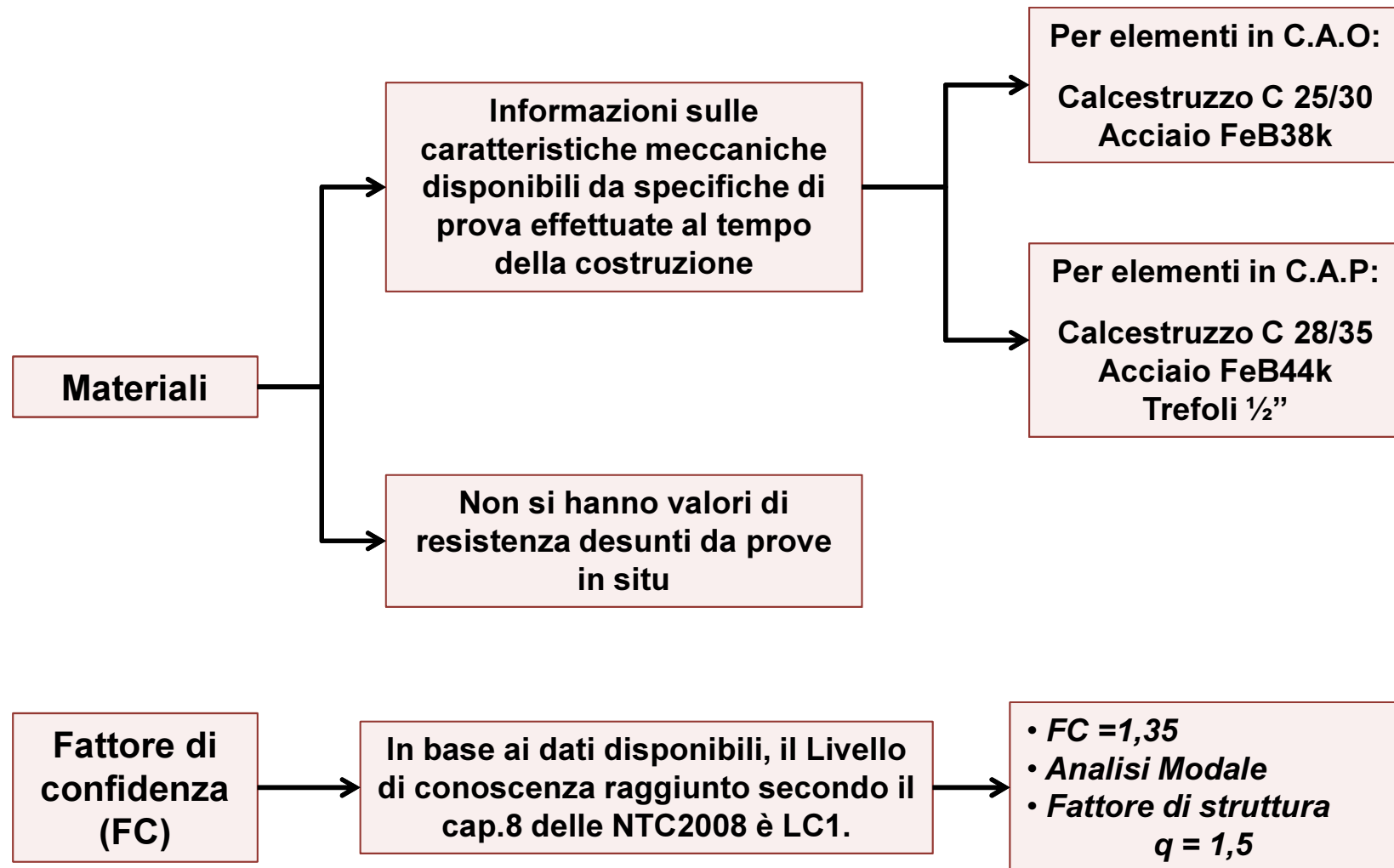


IL CASO DELLA PALESTRA DI VIGARANO MAINARDA (FE)

Magazzino



IL CASO DELLA PALESTRA DI VIGARANO MAINARDA (FE)

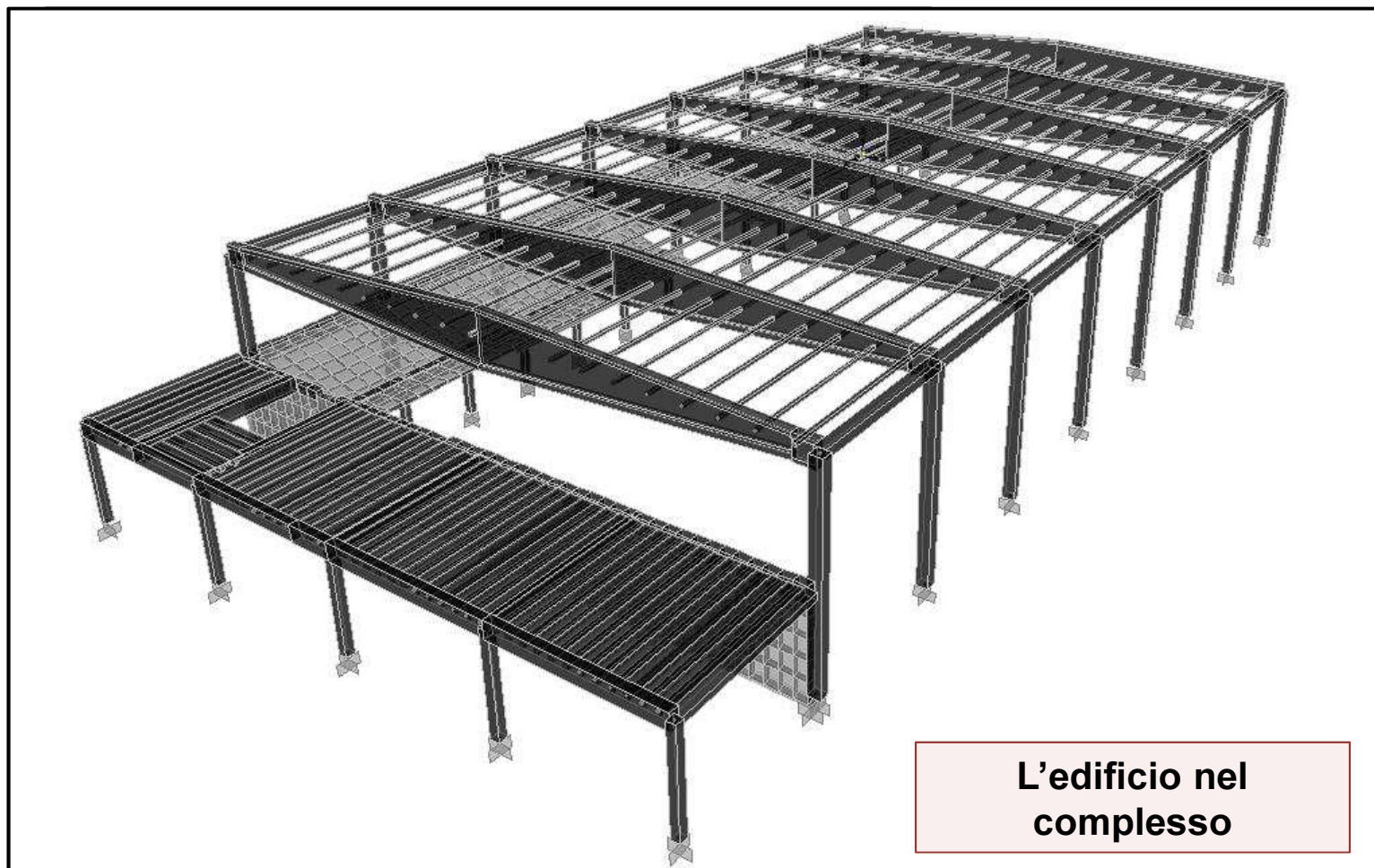




VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE:

Il modello di calcolo

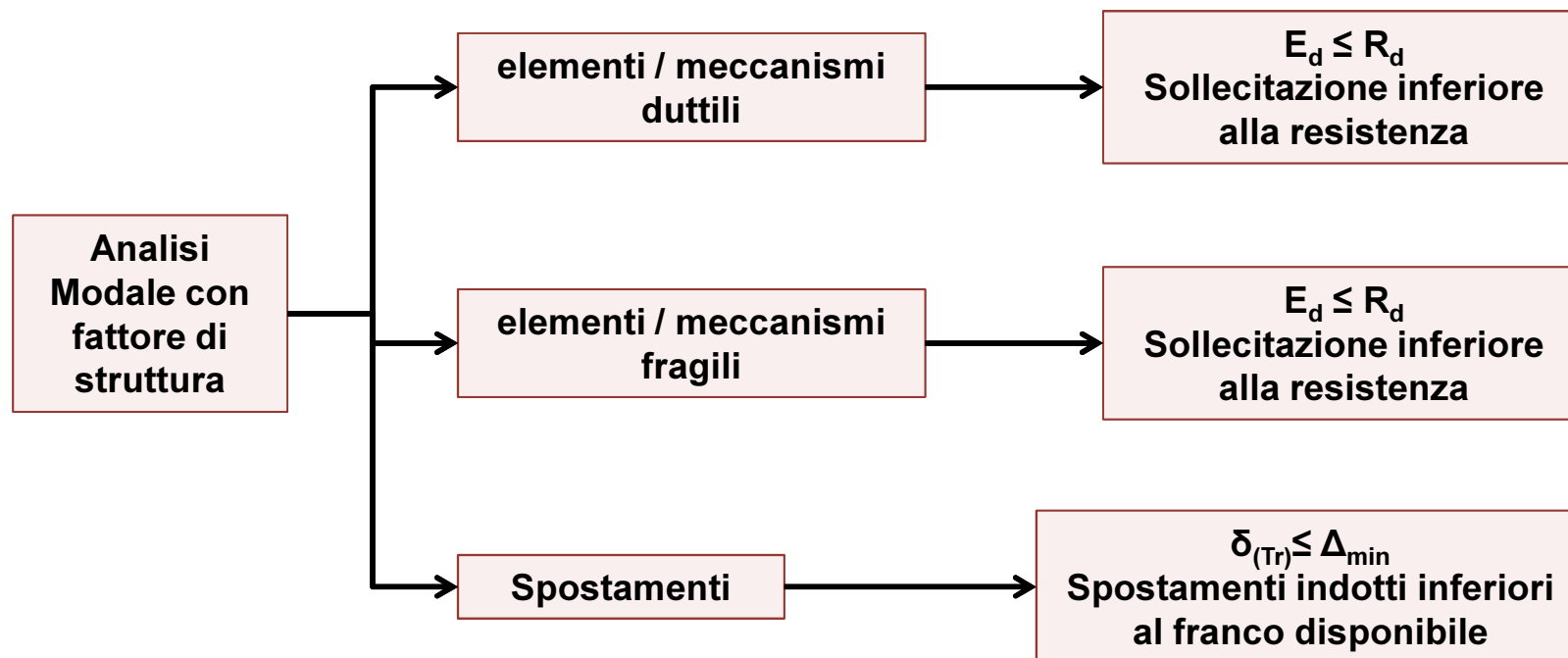
Per l'analisi modale sono stati utilizzati due modelli agli elementi finiti, uno per la palestra e uno per l'annesso adibito a magazzino.



VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE:

le verifiche di sicurezza e risultati

Verifiche condotte come disposto al capitolo 8 della Normativa Tecnica.



Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti divise per il fattore di confidenza mentre nel calcolo della resistenza degli elementi/meccanismi fragili si impiegano le proprietà dei materiali divise sia per il fattore di confidenza che per il fattore di sicurezza.



VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE:

le verifiche di sicurezza e risultati

Elemento	Tipo di verifica	Esito delle verifiche con sisma al 60%
Capriata	Flessione	Positivo
	Taglio	Positivo
Pilastrì 40x45	Pressoflessione	Negativo
	Taglio	Negativo
	Stabilità	Negativo
Pilastrì 30x30	Pressoflessione	Negativo
	Taglio	Negativo
	Stabilità	Negativo
Trave 30x60	Flessione	Positivo
	Taglio	Negativo
Trave 40x50	Flessione	Positivo
	Taglio	Negativo
Plinti	Tensioni sul terreno	Negativo
	Flessione	Positivo
	Punzonamento	Positivo



VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE:

le verifiche di sicurezza e risultati

Percentuali di sisma per le quali risulta sufficiente la resistenza degli elementi che non verificano con sisma al 60%.

Elemento	Tipo di verifica	% di sisma
Pilastri 40x45	Pressoflessione	15%
	Taglio	15%
	Stabilità	30%
Pilastri 30x30	Pressoflessione	15%
	Taglio	15%
	Stabilità	30%
Trave 30x60	Taglio	25%
Trave 40x50	Taglio	30%
Plinti	Tensioni sul terreno	Verificano solo con i carichi verticali

Le stesse verifiche sono state condotte sul secondo modello relativo all'annesso adibito a magazzino ma a causa di informazioni insufficienti, sono state ritenute secondarie ai fini pratici.



VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE: le verifiche di sicurezza e risultati

Stato limite di perdita di appoggio



Può verificarsi nei collegamenti tra elementi privi di meccanismi capaci di garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico



Occorre garantire che lo spostamento massimo relativo tra gli elementi, sia inferiore al franco disponibile ovvero :

$$\delta(\text{Tr}) \leq \Delta_{\min}$$

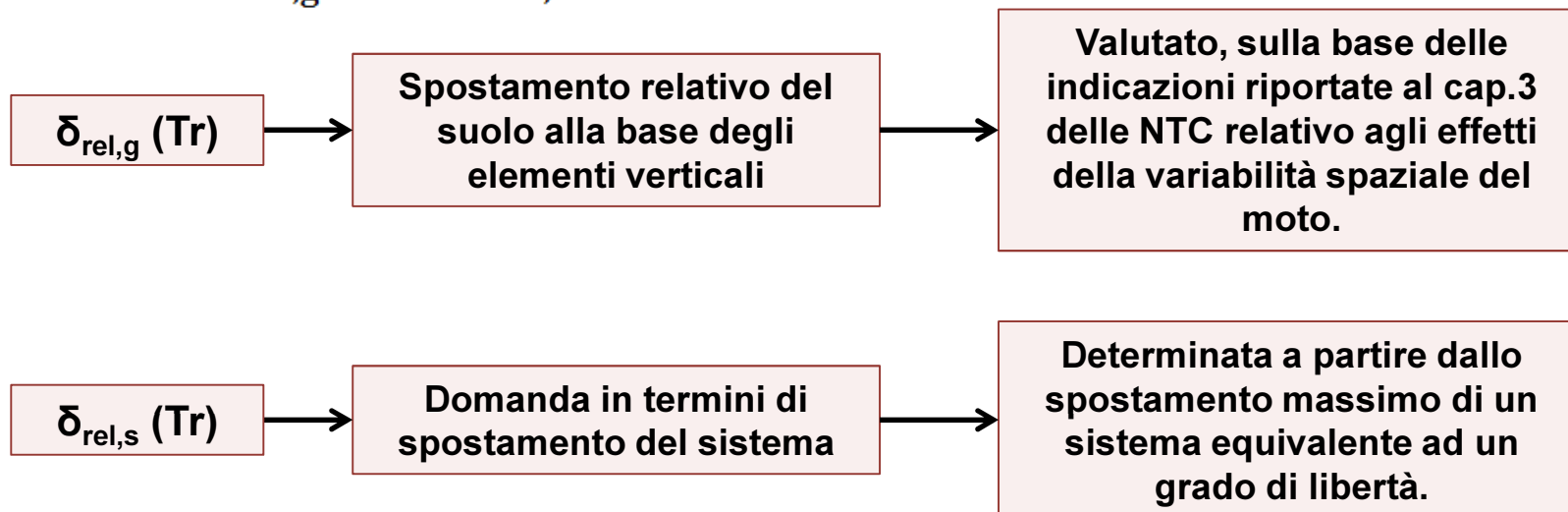


Caso della trave che appoggia sulle mensole dei pilastri

VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE:

le verifiche di sicurezza e risultati

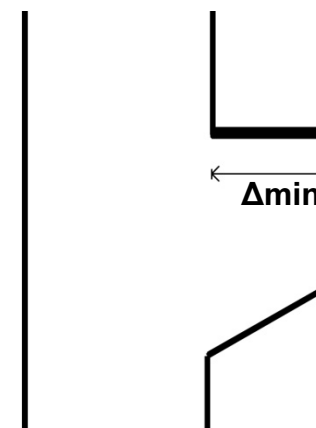
$$\delta(\text{Tr}) = \delta_{\text{rel,g}}(\text{Tr}) + \delta_{\text{rel,s}}(\text{Tr})$$



Nel caso della trave che appoggia sulla mensola dei pilastri:

$\delta_{\text{rel,g}}$ [m]	$\delta_{\text{rel,s}}$ [m]	δ (Tr) [m]	Δ_{min} [m]
0,01	0,19	0,20	0,30

$$\delta(\text{Tr}) \leq \Delta_{\text{min}}$$



VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE:

le verifiche di sicurezza e risultati

Per capire il motivo per cui la struttura risulta così vulnerabile, è stata determinata la percentuale di sisma a cui corrisponde l'azione orizzontale del vento utilizzata nel progetto originale.

$$F = 6,00 \times 6,00 \times 0,8 \times 50 = 1440 \text{ kg}$$
$$\frac{F}{2} = 720 \text{ kg}$$

Estratto dalla relazione di calcolo originale.

Il risultato dà prova della vulnerabilità degli edifici esistenti prefabbricati eretti nei territori classificati come non sismici.

Azione del vento utilizzata
nel progetto originale

A quale azione sismica
corrisponde?

10% del sisma di progetto
per nuove costruzioni



STUDIO DI VARIANTE ALLA MESSA IN SICUREZZA PROVVISORIA

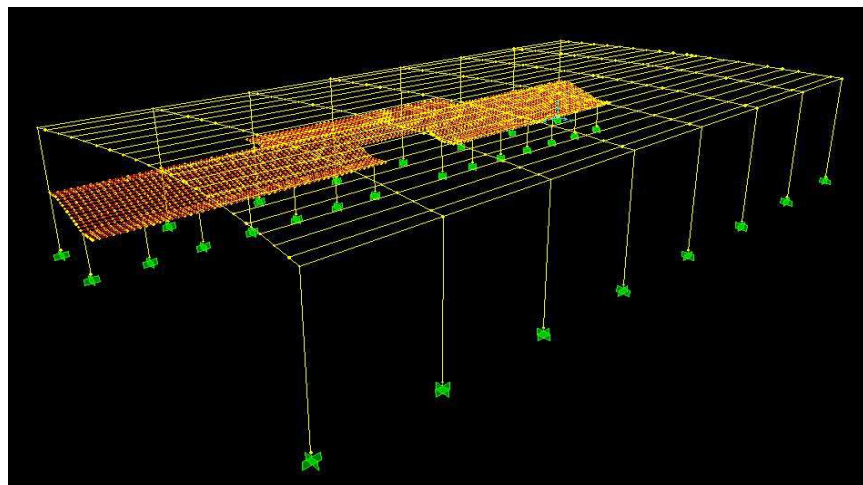
Come disposto dal D.L. 6 giugno 2012, n°74, sono stati realizzati interventi di messa in sicurezza provvisoria atti a eliminare le carenze più evidenti. A discrezione del progettista possono essere utilizzate diverse soluzioni:

Lastre incernierate

$$T_{1^0} = 3,5 \text{ sec}$$

$$S_e(T) = 0,08g$$

Al primo modo di vibrare è associata la flessione della capriata fuori piano.

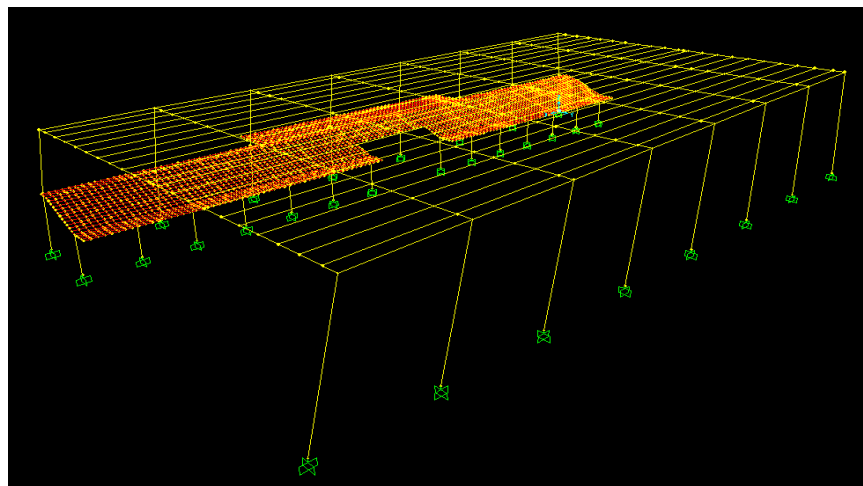


Lastre incastrate

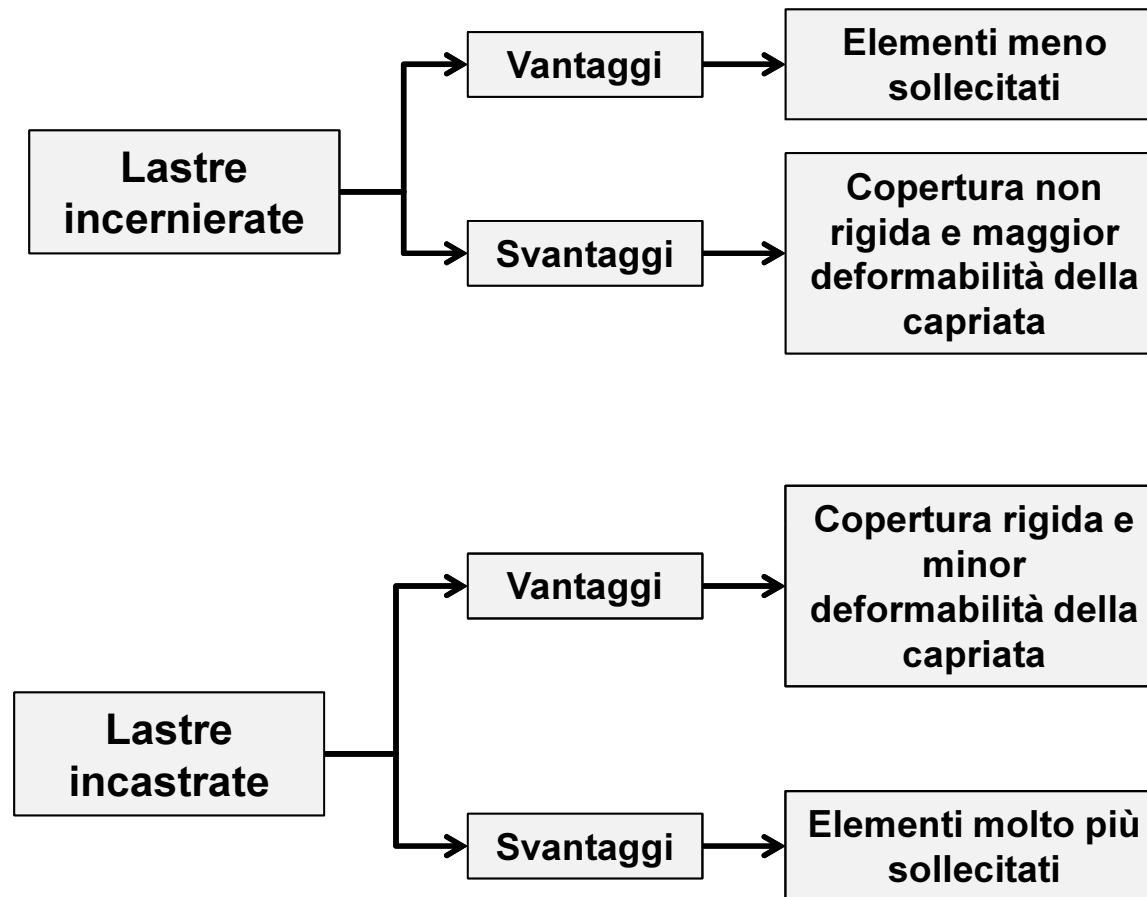
$$T_{1^0} = 1,6 \text{ sec}$$

$$S_e(T) = 0,31g$$

Al primo modo di vibrare è associata la traslazione della massa in senso longitudinale.



STUDIO DI VARIANTE ALLA MESSA IN SICUREZZA PROVVISORIA



Si ritiene quindi più favorevole l'impiego di lastre incernierate.



STUDIO SUL FATTORE DI STRUTTURA q

Fattore di struttura $q = 1,5$

Per ottenere un'indicazione sulla correttezza del fattore di struttura assunto si è utilizzato un metodo che tiene di conto degli effetti del secondo ordine e che potrebbe giustificare l'assunzione di un fattore di struttura più alto.

Si sfrutta la verifica di duttilità riportata al cap.7 delle NTC2008

$$\mu_\chi \geq 2q_0 - 1 \qquad T_1 \geq T_c$$

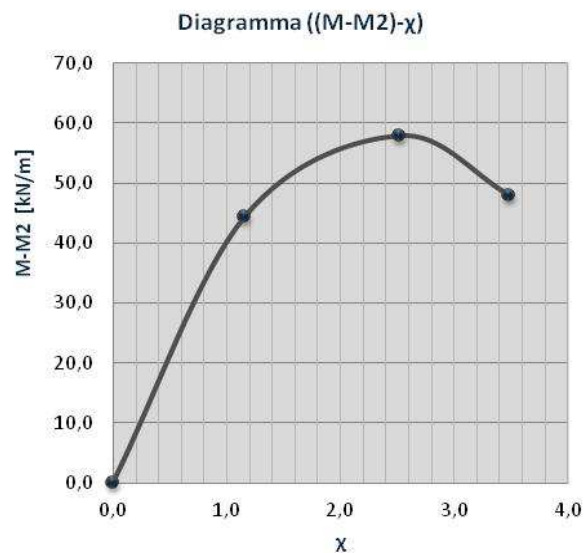
$$\mu_\chi \geq 1 + \frac{2(q_0 - 1)T_c}{T_1} \qquad T_1 < T_c$$

Fasi del procedimento:

- 1) Determinazione del diagramma $(M-\chi)$ di un pilastro;
- 2) Individuazione della retta del momento del secondo ordine;
- 3) Tracciamento del diagramma $((M-M_2)-\chi)$;
- 4) Si calcola la duttilità di curvatura dal rapporto: $\mu_\chi = \chi_u/\chi_y$
- 5) Determinazione di q_0 massimo dalle verifiche di duttilità;
- 6) Determinazione di $q = K_R q_0$ con K_R pari a 0,8.



STUDIO SUL FATTORE DI STRUTTURA q



χ_u è la curvatura ultima, a cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione;

χ_y è la curvatura al limite dello snervamento.

Risultati ottenuti considerando quattro pilastri ritenuti significativi

Pilastro	χ_u	χ_y	μ_χ	q_0	q
D'angolo con mensola	3,2	1,0	3,14	1,56	1,25
D'angolo privo di mensola	3,4	1,2	2,93	1,50	1,20
Intermedio con mensola	3,5	1,2	3,01	1,52	1,22
Intermedio privo di mensola	3,2	1,0	3,15	1,56	1,25

La normativa impone l'assunzione di un fattore minimo di 1,5.



STIMA DELLA DUTTILITÀ RICHIESTA AI PILASTRI NELLO STATO DI FATTO

È stata stimata la duttilità in spostamento richiesta ai pilastri nello stato di fatto, a partire dai carichi orizzontali utilizzati per il progetto originale, da confrontare con la capacità di duttilità coincidente con il fattore di struttura determinato in precedenza.

La richiesta di duttilità in spostamento dei pilastri è stata assunta pari a:

$$\delta = \frac{M_{eqk}}{M_r} = \frac{L}{H} \cdot \frac{\mu \cdot S_a}{p_w}$$

Il rapporto è stato corretto per tener conto degli effetti del secondo ordine con il fattore moltiplicativo:

$$\frac{1}{1 - \theta} \quad \text{In cui} \quad \theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot H} = \frac{g \cdot \delta}{H \cdot \omega^2}$$

Il risultato ottenuto è:

$q \equiv \delta_c$	δ_d	δ_c / δ_d
1,20	5,55	21.6%

Il rapporto tra d_d e d_c conferma che la capacità è inferiore alla domanda, in particolare la capacità di duttilità è pari al 21,6% della duttilità richiesta.

La % ottenuta è prossima a quella derivante dall'analisi modale, pari al 15%.