



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II



Convenzione Schnell – DIST

Report tecnico

Test di laboratorio ed interpretazione dei risultati

Responsabili scientifici

Prof. Ing. Andrea Prota

Prof. Ing. Gerardo M. Verderame

Gruppo di lavoro

Dott. Ing. Antimo Fiorillo

Dott. Ing. Raffaele Frascadore

Ing. Giovanbattista Borretti



Indice

1	Oggetto della Convenzione	3
2	Specifiche dei pannelli testati	3
3	Caratterizzazione meccanica dei materiali	4
3.1	Calcestruzzo.....	4
4	Tipologie di prove eseguite	5
5	Prove di compressione diagonale	6
6	Prove di compressione centrata per provini quadrati di lato 1200 mm	16
7	Prove di compressione centrata per provini rettangolari di altezza 3000 mm	25
8	Prove a taglio su portali	35
8.1	Portale armato con rete di diametro 3 mm	39
8.1.1	Modellazione FEM lineare	44
8.2	Portale armato con rete di diametro 6 mm	45
8.2.1	Modellazione FEM lineare	48
9	Considerazioni sul comportamento meccanico delle pareti	49
9.1	Comportamento nel piano del pannello	49
9.1	Comportamento fuori dal piano del pannello	50
10	Prove su tavola vibrante	53
10.1	Modello geometrico	53
10.2	Analisi dei carichi e pesi della struttura.....	55
10.3	Modellazione FEM lineare	56
10.4	Apparecchiatura di prova e strumentazione.....	57
10.5	Matrice delle prove eseguite	60
10.6	Input sismico.....	60
10.7	I risultati delle prove su tavola vibrante.....	62

1 Oggetto della Convenzione

La convenzione stipulata tra il *Dipartimento di strutture per l'ingegneria e l'architettura* dell'Università di Napoli "Federico II" (DIST – UniNa) e la *Schnell Home* ha previsto la caratterizzazione meccanica, in regime statico e dinamico, di pannelli sandwich in calcestruzzo armato e polistirene, con le caratteristiche riportate nel seguito. In particolare, la campagna sperimentale si è soffermata sullo studio comportamentale dei singoli pannelli soggetti ad azioni statiche e sulla risposta dinamica su tavola vibrante di un provino tridimensionale realizzato componendo opportunamente i suddetti pannelli.

2 Specifiche dei pannelli testati

I pannelli sandwich testati sono di due tipologie, differenti per spessore dell'anima, diametro dell'armatura e spessore delle pareti esterne; di seguito se ne elencano le caratteristiche:

- **Pannello rete $\phi 3$** : costituito da una lastra di polistirene espanso (EPS), sagomata in modo ondulare e di spessore pari a 100 mm, pareti esterne realizzate in betoncino spruzzato dallo spessore medio di 35 mm, armate con rete elettrosaldata $\phi 3$ e connettori trasversali $\phi 3$; lo spessore totale è pari a 170 mm;
- **Pannello rete $\phi 6$** : costituito da una lastra di polistirene espanso (EPS), sagomata a forma dentellata e di spessore pari a 100 mm, pareti esterne realizzate in betoncino spruzzato dallo spessore medio di 50 mm, armate con rete elettrosaldata $\phi 6$ e connettori trasversali $\phi 6$; lo spessore totale è pari a 200 mm.

Si riportano le sezioni quotate dei pannelli appena descritti:

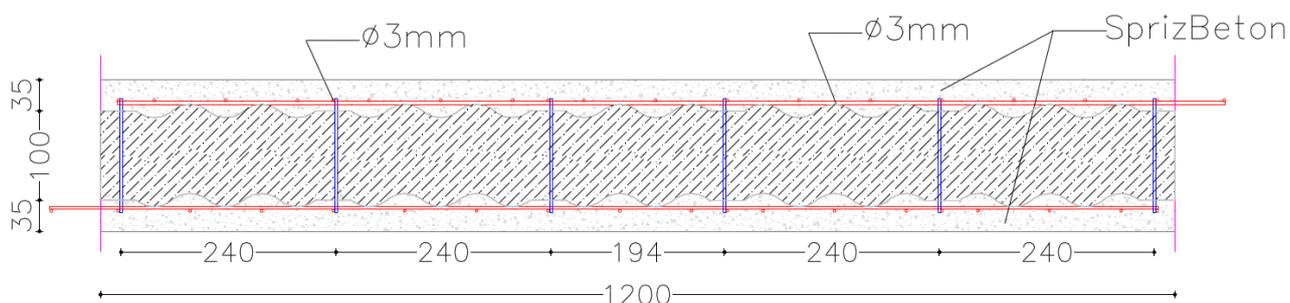


Figura 2-1 Sezione del pannello armato con rete $\phi 3$.

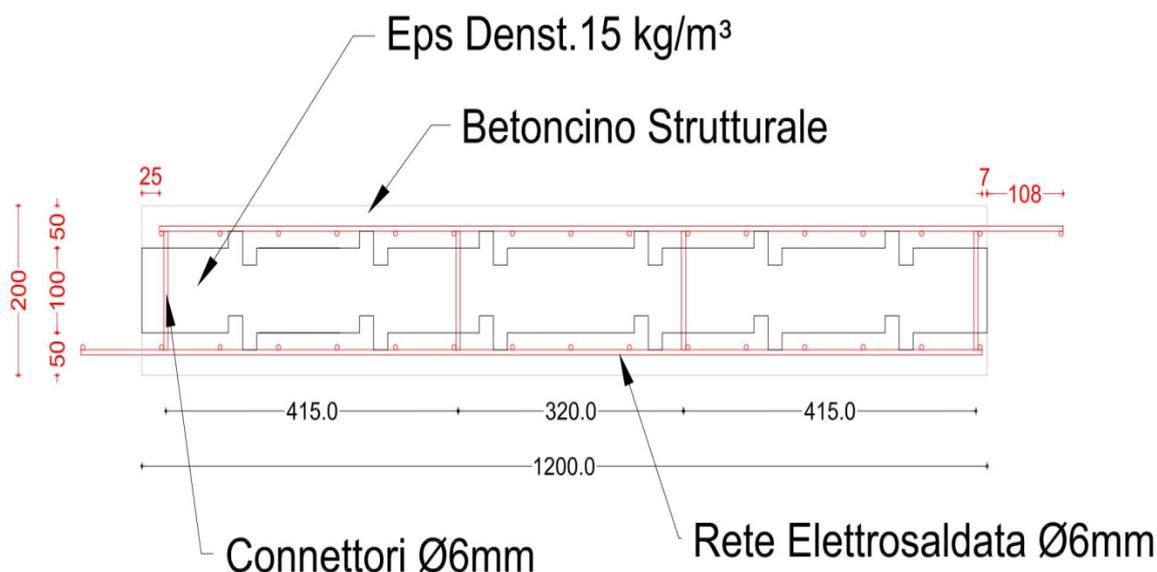


Figura 2-2 Sezione del pannello armato con rete $\phi 6$.

3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

3.1 Calcestruzzo

La caratterizzazione del calcestruzzo è stata eseguita secondo le indicazioni delle norme UNI EN 196-1. Secondo la stessa norma, si esegue prima la prova a flessione, consistente nel portare a rottura i provini e, in seguito, si esegue la prova di compressione a rottura delle due porzioni di provino ottenute dalla precedente prova.

Resistenza a flessione σ_f

n° provini	21
Max [N/mm ²]	8,04
Min [N/mm ²]	3,70
Media [N/mm ²]	5,65
Mediana [N/mm ²]	5,37
Deviazione stand.	1,20
CV (%)	21,29
f(84%)	6,91
f(16%)	4,41

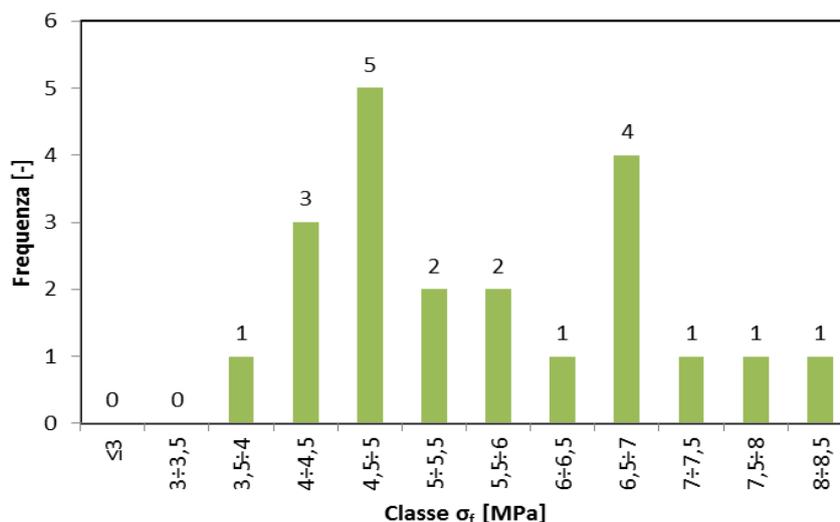


Figura 3-1 Elaborazione delle prove a flessione.

Resistenza a compressione σ_c



n° provini	42
Max [N/mm ²]	30,97
Min [N/mm ²]	17,54
Media [N/mm ²]	24,12
Mediana [N/mm ²]	23,94
Deviazione stand.	3,41
CV (%)	14,15
f(84%)	27,62
f(16%)	20,85

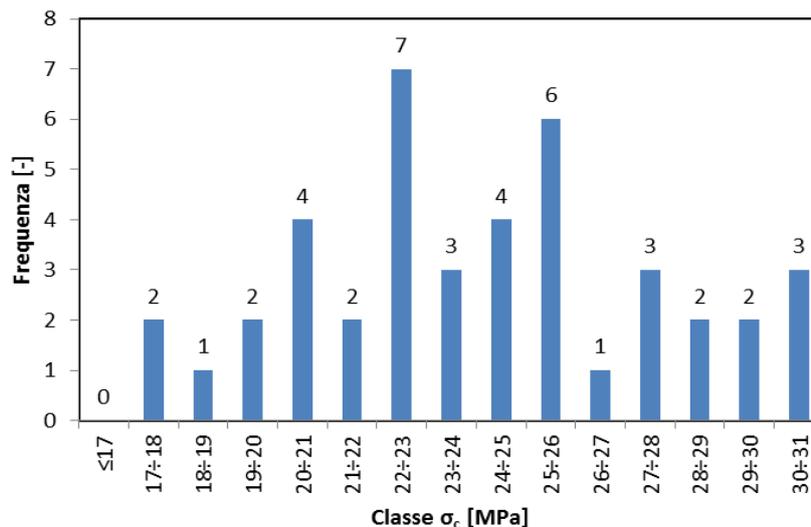


Figura 3-2 Elaborazione delle prove a compressione.

La resistenza a flessione è stata valutata attraverso la formula:

$$\sigma_f = \frac{Fl}{bd^2}$$

dove "l" rappresenta la lunghezza del lato maggiore del provino ed i valori di "b" e "d" sono le dimensioni della sezione trasversale del provino.

La resistenza a compressione è stata valutata secondo la formula:

$$\sigma_c = \frac{F}{bd}$$

dove "b" e "d" sono le dimensioni della sezione trasversale del provino.

4 Tipologie di prove eseguite

La campagna di prove sperimentali è stata strutturata in modo da caratterizzare esaurientemente il comportamento meccanico dei singoli pannelli e per avere indicazioni su quello che prevedibilmente poteva essere il comportamento globale del provino testato su tavola vibrante.

Sono state eseguite dodici prove statiche su pannelli singoli, due prove statiche su portali e due prove dinamiche su provini tridimensionali.

Di seguito l'elenco delle prove eseguite:

- 2 prove a compressione diagonale su pannelli armati con rete $\phi 3$ mm;
- 2 prove a compressione diagonale su pannelli armati con rete $\phi 6$ mm;
- 2 prove a compressione centrata su pannelli armati con rete $\phi 3$ mm;

- 2 prove a compressione centrata su pannelli armati con rete $\phi 6$ mm;
- 1 prova a compressione centrata su pannelli alti 3 metri, armati con rete $\phi 3$ mm;
- 1 prova a compressione eccentrica su pannelli alti 3 metri, armati con rete $\phi 3$ mm;
- 1 prova a compressione centrata su pannelli alti 3 metri, armati con rete $\phi 6$ mm;
- 1 prova a compressione eccentrica su pannelli alti 3 metri, armati con rete $\phi 6$ mm;
- 1 prova a taglio su portale composto da pannelli armati con rete $\phi 3$ mm;
- 1 prova a taglio su portale composto da pannelli armati con rete $\phi 6$ mm;
- 1 prova su tavola vibrante di un fabbricato di un piano composto da pannelli senza finiture, armati con rete $\phi 3$ mm;
- 1 prova su tavola vibrante di un fabbricato di un piano composto da pannelli con finiture, armati con rete $\phi 3$ mm;

5 Prove di compressione diagonale

Le prove di compressione diagonale sono state eseguite su pannelli quadrati di lato 1200 mm, testati secondo lo standard ASTM E 519-81. Gli strumenti di misura montati durante la fase di sperimentazione sono quattro trasduttori di spostamento nel piano di deformazione del provino e quattro fuori dal piano, posizionati secondo le indicazioni riportate nella Figura 5-1

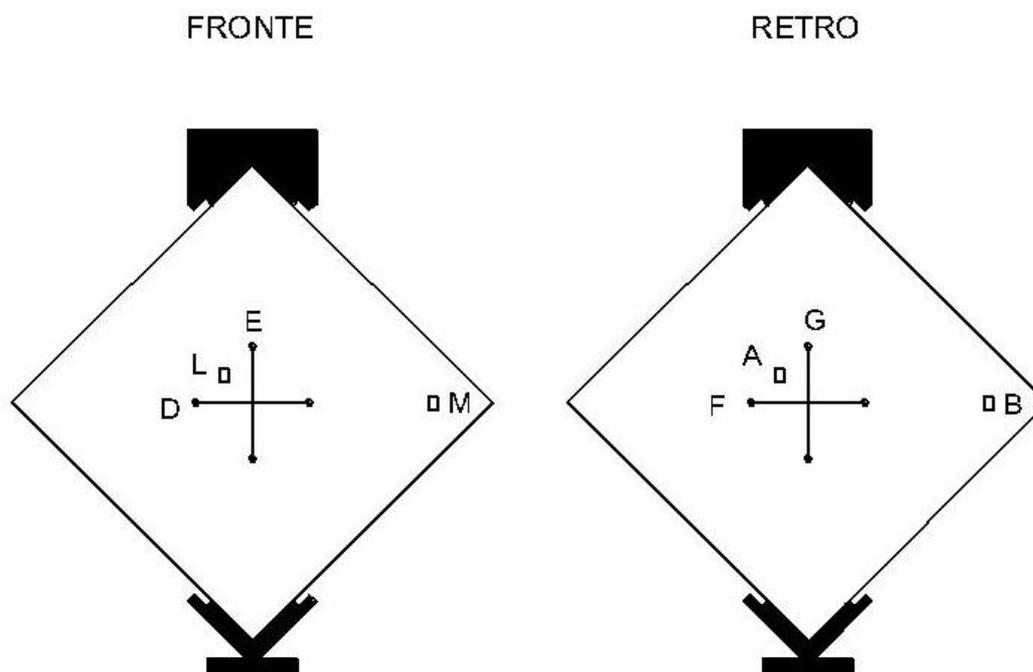


Figura 5-1 Disposizione dei trasduttori sulle facce fronte e retro del provino.

Ogni provino è stato individuato mediante un codice, come di seguito riportato:



- CD 3-1: provino 1 armato con rete $\phi 3$ mm, spessore totale 170 mm;
- CD 3-2: provino 2 armato con rete $\phi 3$ mm, spessore totale 170 mm;
- CD 6-1: provino 1 armato con rete $\phi 6$ mm, spessore totale 200 mm;
- CD 6-2: provino 2 armato con rete $\phi 6$ mm, spessore totale 200 mm.

In base alle indicazioni delle norme ASTM E 519-81 si calcolano la massima tensione tangenziale τ e la deformazione γ . La τ_{max} è espressa dalla seguente formula:

$$\tau_{max} = \frac{0.707 * P}{A_n}$$

dove:

$$A_n = \left(\frac{w+h}{2}\right) * t * n \quad \text{area netta della sezione orizzontale del pannello;}$$

w = larghezza del campione;

h = altezza del campione,

t = spessore totale della sezione orizzontale considerata del campione;

n = percentuale di area lorda dell'unità solida espressa come decimale;

P = massimo carico esterno.

La deformazione γ è calcolate nel seguente modo

$$\gamma = \varepsilon_c + |\varepsilon_t|$$

dove:

ε_c = deformazione di compressione (letta sulla direzione verticale);

ε_t = deformazione di trazione (letta sulla direzione orizzontale).

L'area netta A_n è pari a 98995 mm² per il provino con rete $\phi 3$ ed a 141421 mm² per provino con rete $\phi 6$.

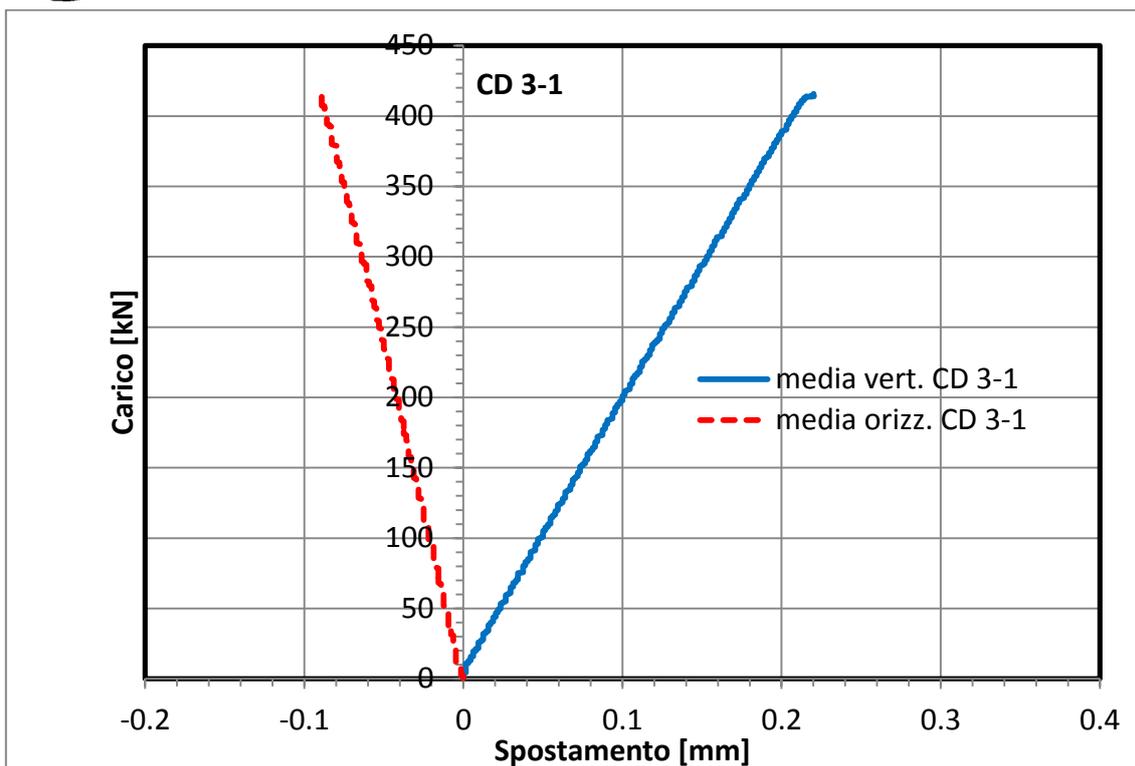


Figura 5-2 Provino con rete $\phi 3$ - Diagramma Forza-Spostamento dei valori medi misurati sulle due facce.

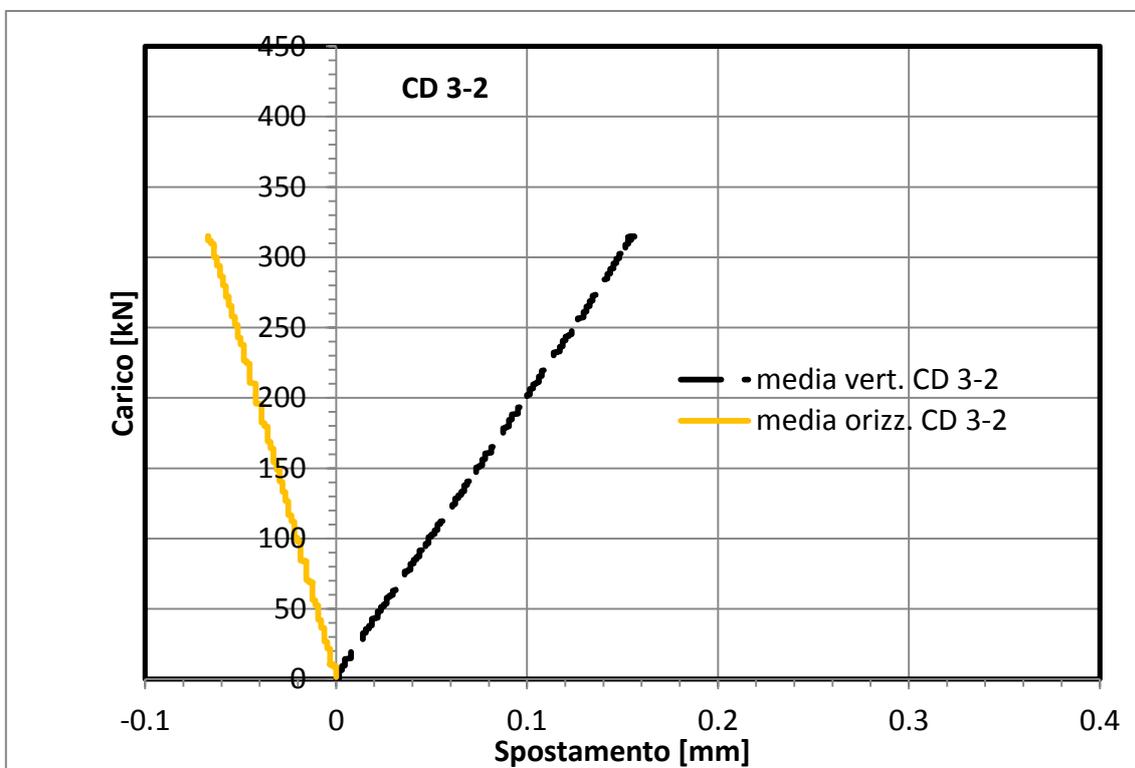


Figura 5-3 Provino con rete $\phi 3$ - Diagramma Forza-Spostamento dei valori medi misurati sulle due facce.

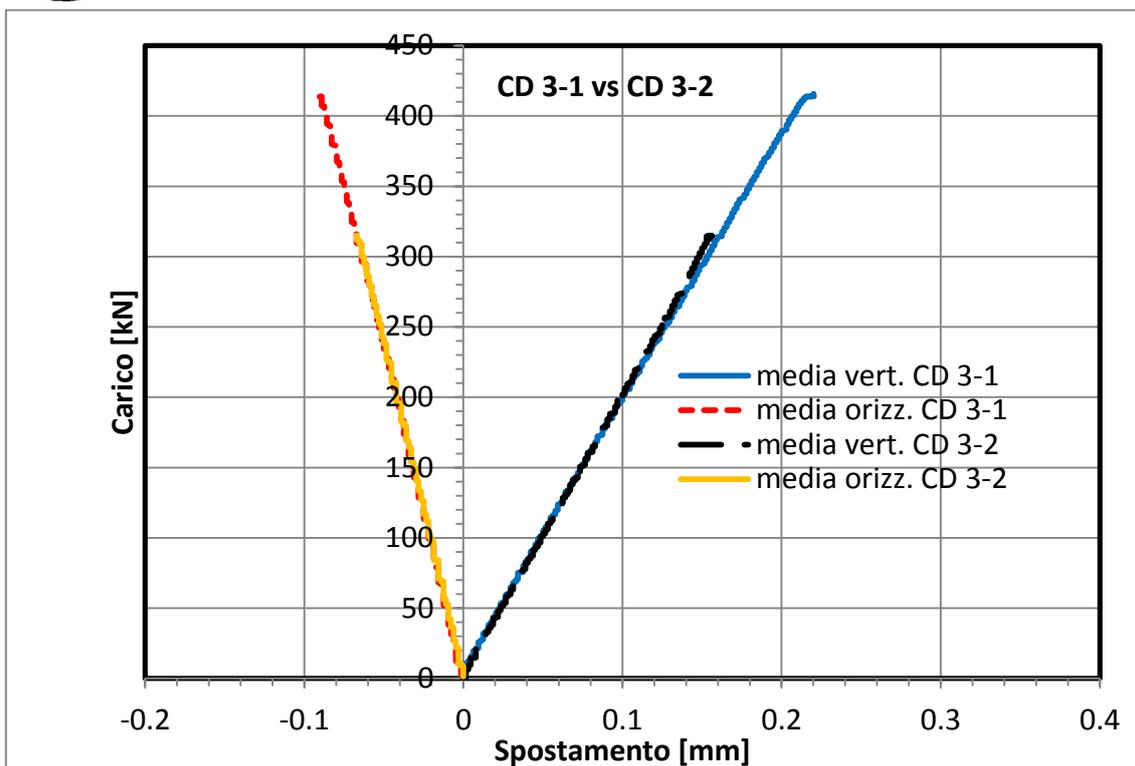


Figura 5-4 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 3$

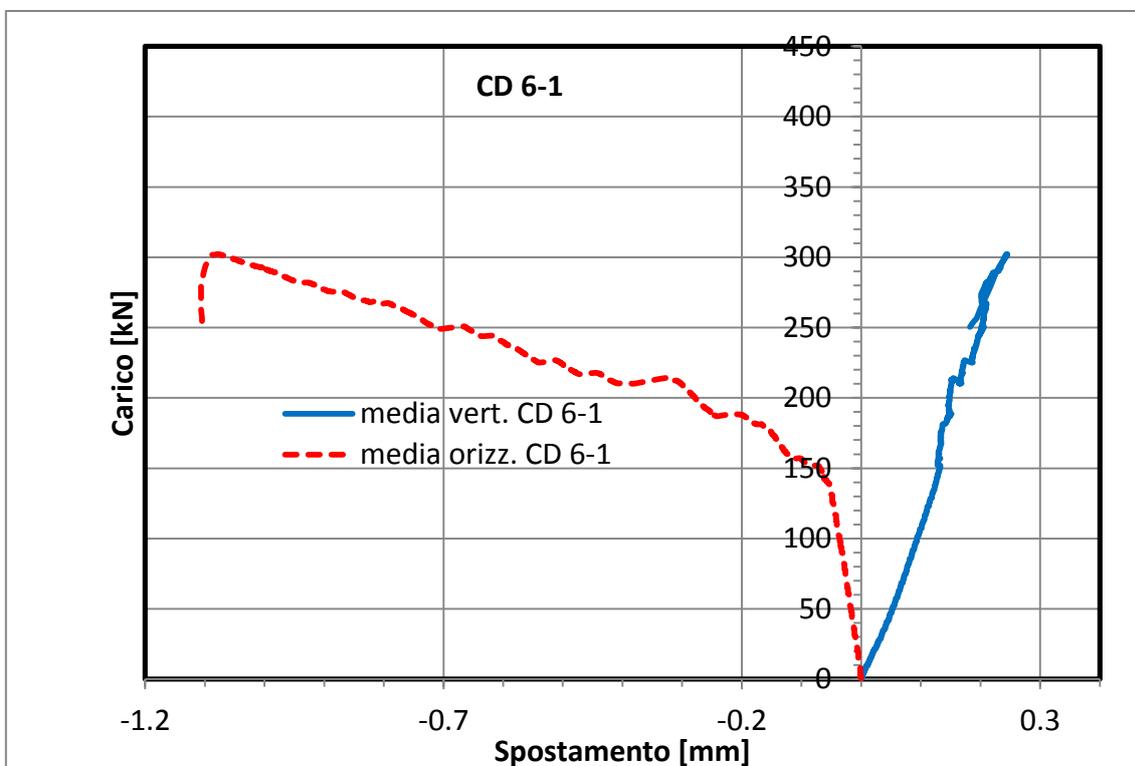


Figura 5-5 Provino con rete $\phi 6$ - Diagramma Forza-Spostamento dei valori medi misurati sulle due facce.

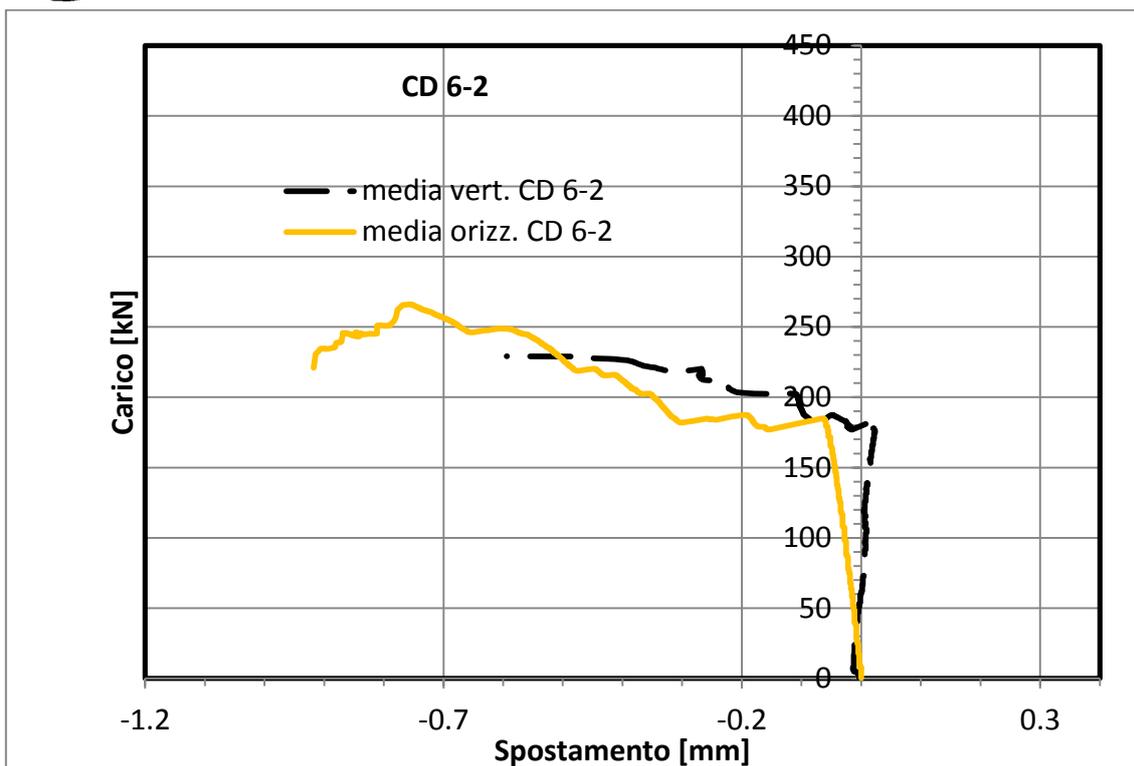


Figura 5-6 Provino con rete $\phi 6$ - Diagramma Forza-Spostamento dei valori medi misurati sulle due facce.

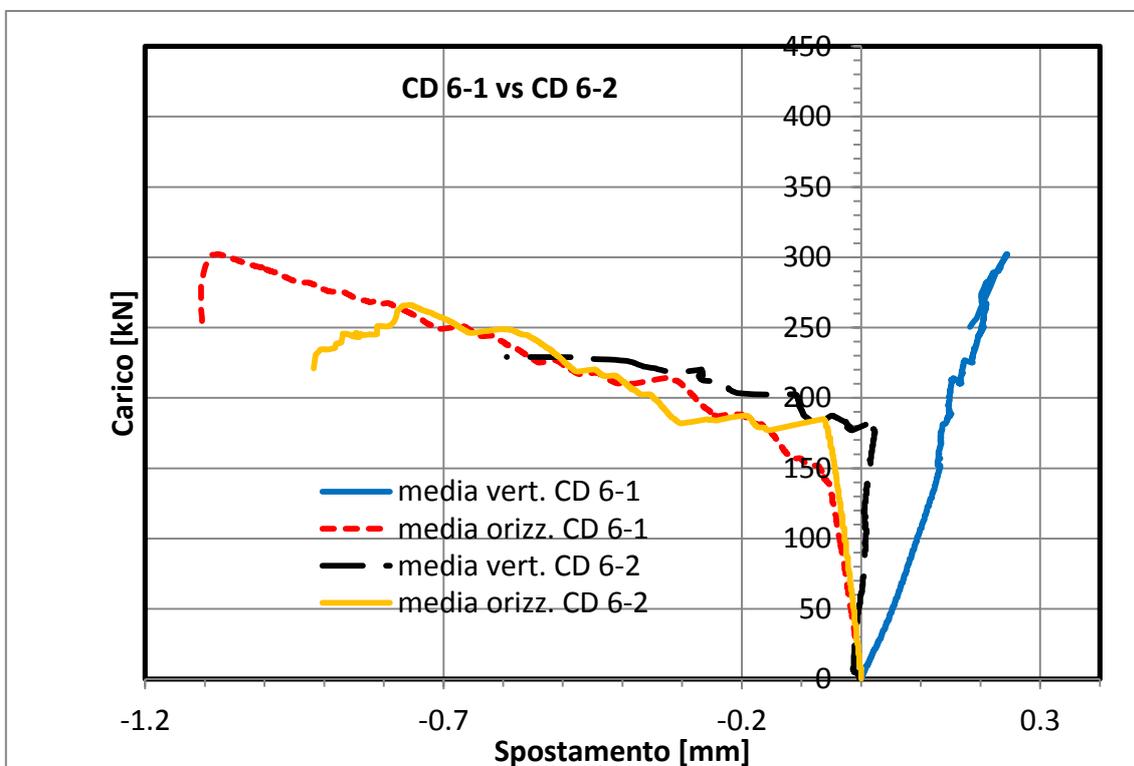


Figura 5-7 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 6$

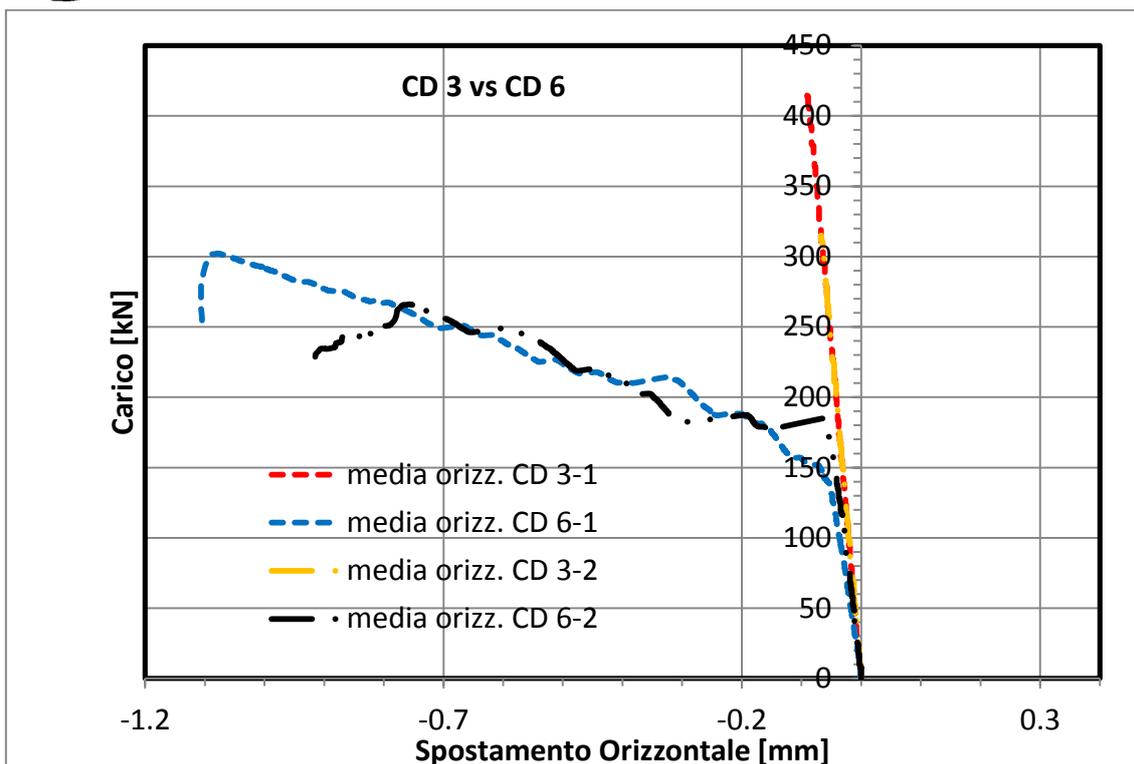


Figura 5-8 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ per le misurazioni in orizzontale.

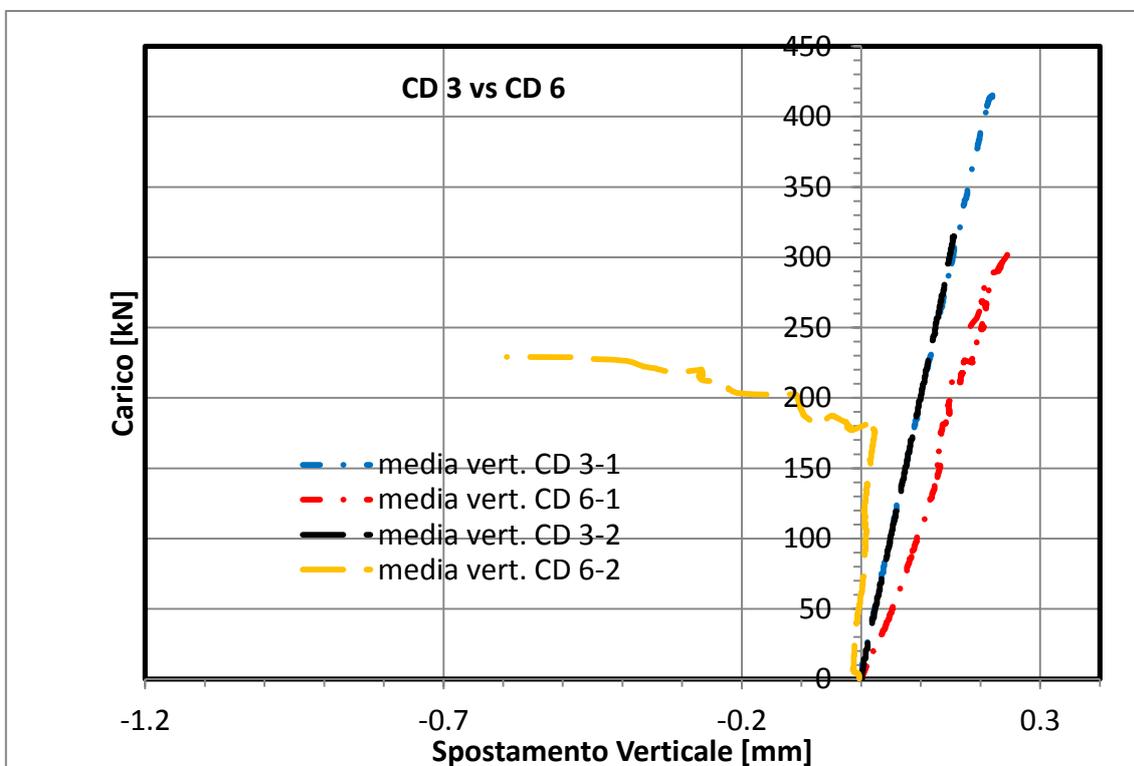


Figura 5-9 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ per le misurazioni in verticale.

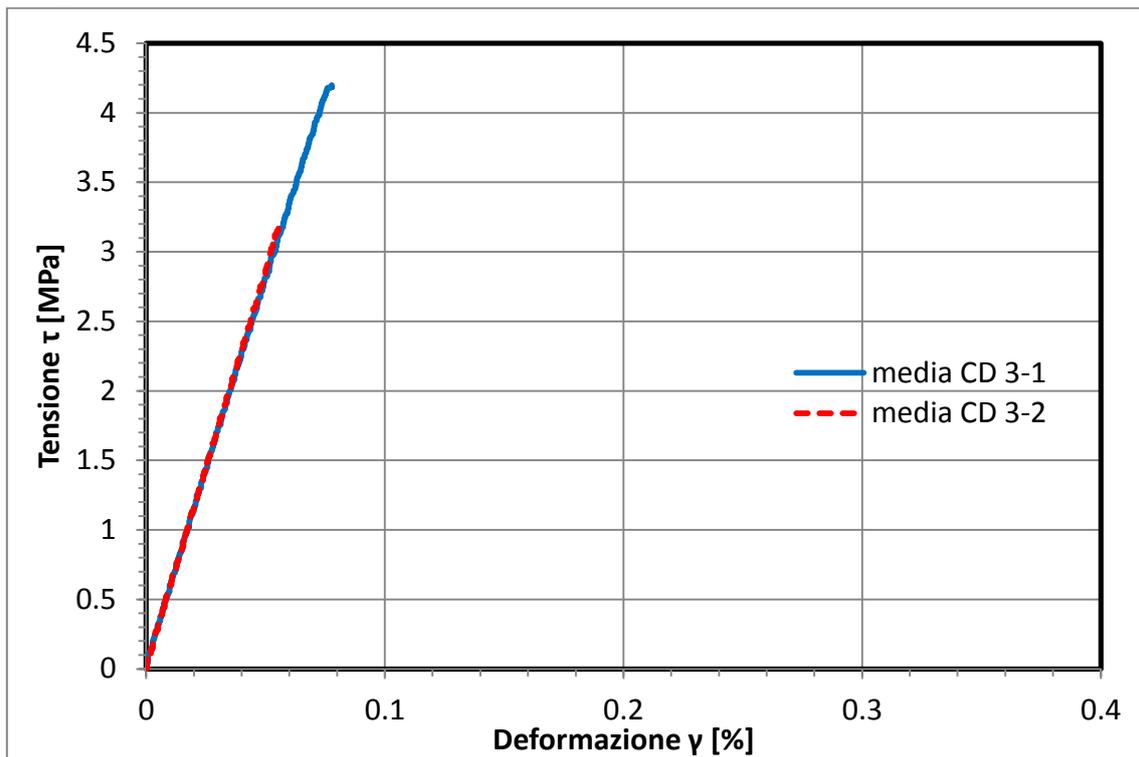


Figura 5-10 Provino con rete φ3 - Diagramma τ-γ dei valori medi misurati sulle due facce.

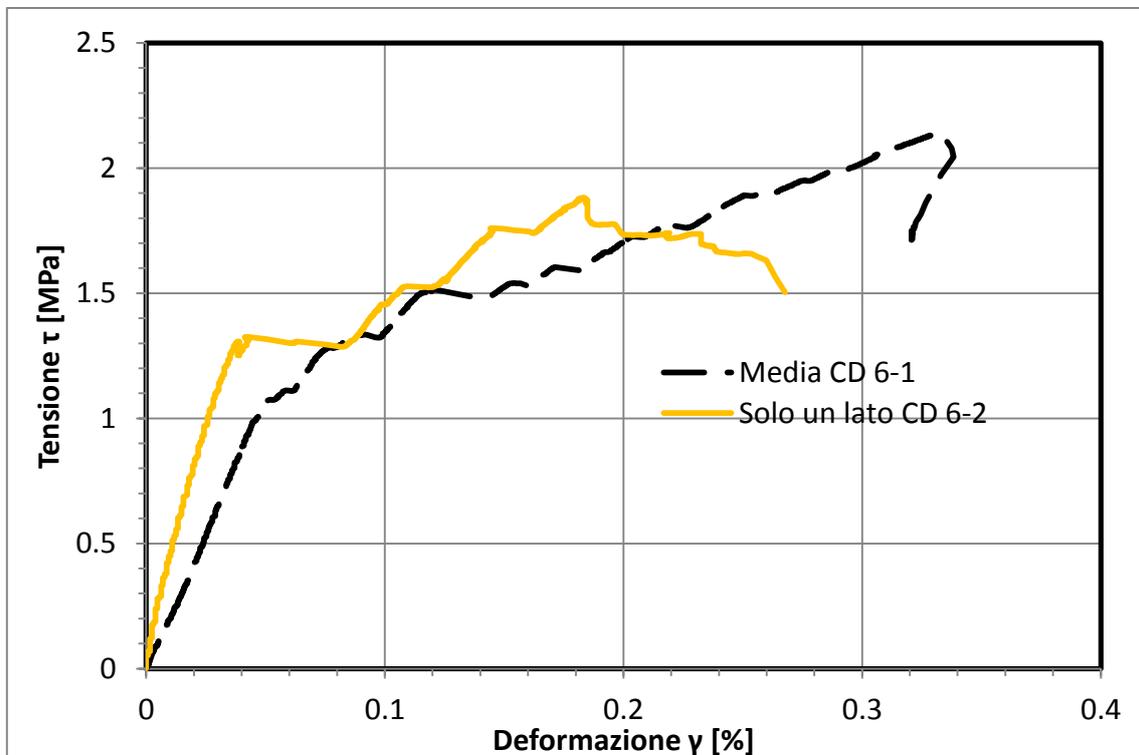


Figura 5-11 Provino con rete φ6 - Diagramma τ-γ dei valori medi misurati sulle due facce.

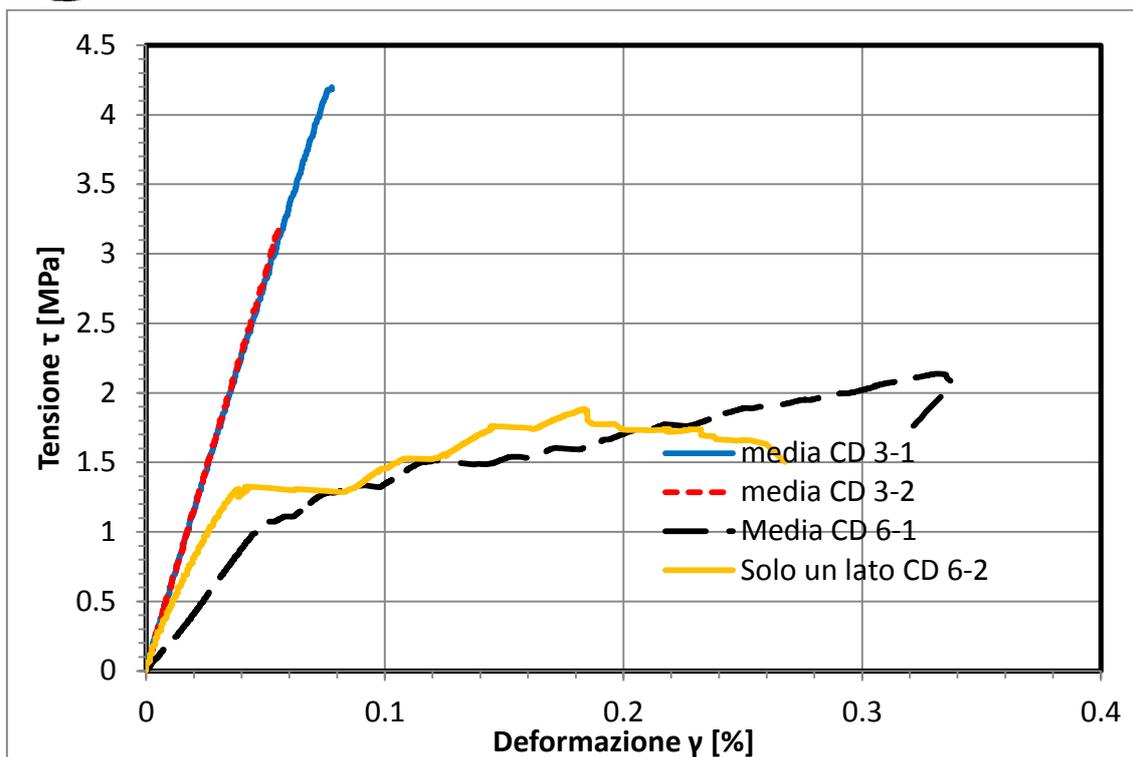


Figura 5-12 Confronto nel piano τ - γ dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$.

Nella Tabella 5-1 si riportano i dati principali misurati sui quattro provini, in termini di carico massimo raggiunto, tensione tangenziale massima, deformazione angolare massima ed in corrispondenza dell'80% del carico massimo e modalità di rottura.

Tabella 5-1 Risultati principali delle prove di compressione diagonale

Codice pannello	Carico max [kN]	τ max [MPa]	γ max [-]	γ 80% [-]	Modalità di rottura
CD 3-1	415	4.20	0.077	---	Fessurazione diagonale
CD 3-2	314	3.18	0.055	0.041	Crisi locale dello spigolo
CD 6-1	301	2.14	0.330	0.320	Fessurazione +45°
CD 6-2	262	1.88	0.180	0.270	Fessurazione +45°

Di seguito si riportano delle immagini rappresentative della modalità di crisi avutesi per ogni provino. Confrontando i valori del massimo carico raggiunto per i provini CD 3-1 e CD 3-2, si può osservare una minore resistenza per il secondo, in quanto per esso si è avuta una crisi localizzata



nell'angolo in corrispondenza della piastra di carico a causa di uno sbandamento delle armature di connessione tra l'angolo di rinforzo e il pannello.

Il confronto tra l'andamento delle curve costruite permette di osservare una certa differenza nei riguardi della capacità deformativa a taglio tra i pannelli con rete $\phi 3$ e quelli con rete $\phi 6$. Infatti, per questi ultimi si ha una capacità deformativa maggiore a discapito di una minore tensione di rottura.

La differenza di comportamento osservata tra i pannelli armati con rete $\phi 3$ e quelli armati con rete $\phi 6$ è da attribuirsi, probabilmente, alla elevata variabilità delle resistenze a compressione del betoncino costituente i pannelli; infatti, per i pannelli con rete $\phi 6$, pur avendo uno spessore strutturale maggiore rispetto ai pannelli con rete $\phi 3$, sono stati raggiunti carichi di rottura inferiori.

Maggiore chiarezza sul comportamento strutturale di queste tipologie di pannelli e sulle differenze che hanno caratterizzato i provini armati con rete $\phi 3$ e quelli con rete $\phi 6$, può essere fatta solo a valle di una campagna sperimentale eseguita su un campione più numeroso ed, eventualmente, eseguendo delle prove anche su elementi senza armatura di rinforzo, in modo da poterne valutare l'efficacia.



Figura 5-13 CD 3-1 fronte



Figura 5-14 CD 3-2 lato_instabilizzazione delle barre di collegamento trasversale nel triangolo di irrigidimento



Figura 5-15 CD 6-1 fronte



Figura 5-16 CD 6-2 retro

6 Prove di compressione centrata per provini quadrati di lato 1200 mm

Sono state eseguite quattro prove di compressione centrata su provini quadrati di lato $L=1200$ mm, di cui due provini armati con rete $\phi 3$ e due provini armati con rete $\phi 6$.

Per ogni prova sono stati installati dei trasduttori di spostamento per la lettura delle deformazioni verticali e per gli spostamenti fuori piano, secondo lo schema riportato in Figura 6-1.

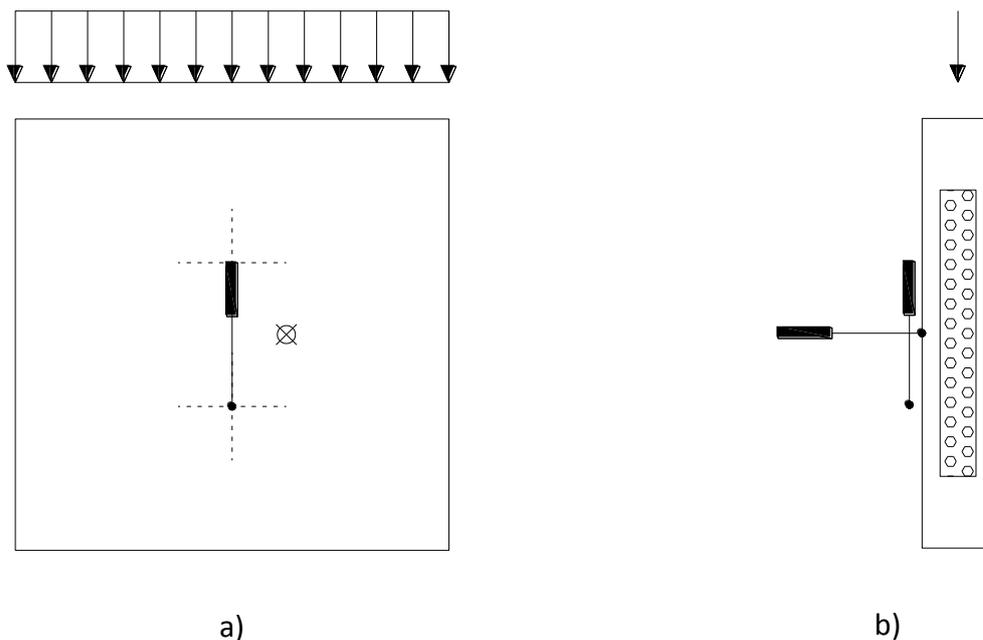


Figura 6-1 Posizione degli strumenti di misura: a) frontale; b) laterale.

Il carico è stato applicato mediante una traversa rigida in modo da distribuirlo uniformemente lungo il lato del provino.

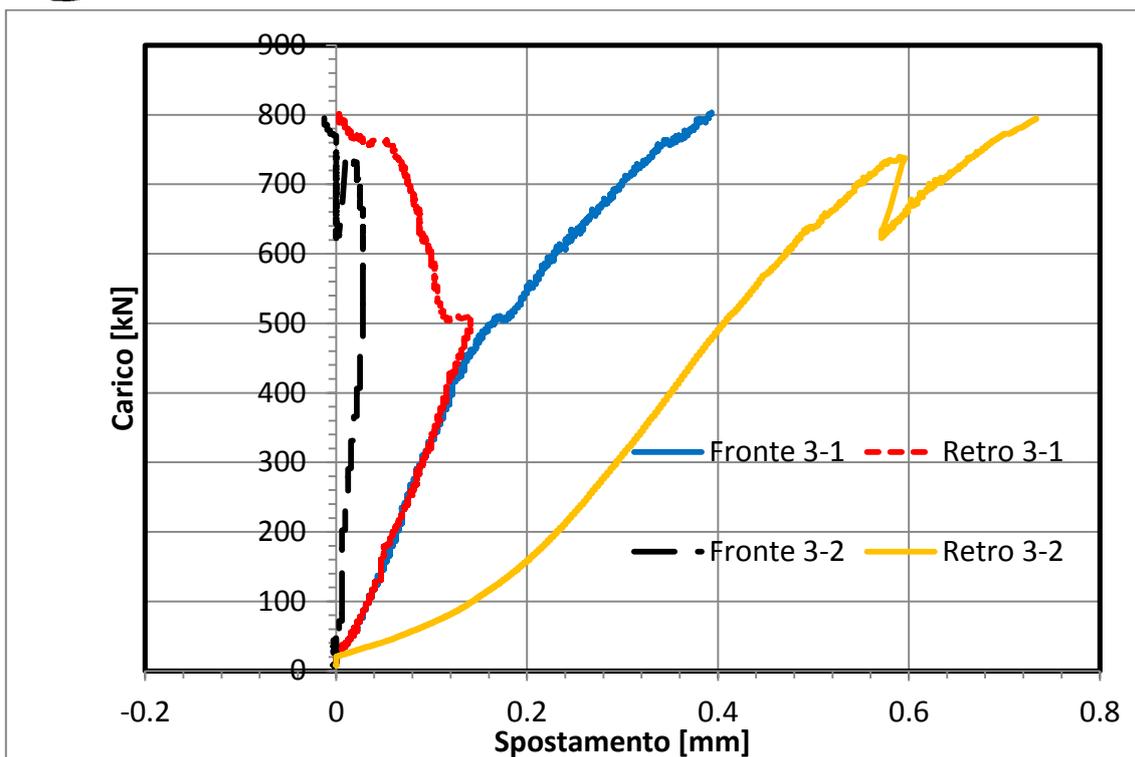


Figura 6-2 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 3$

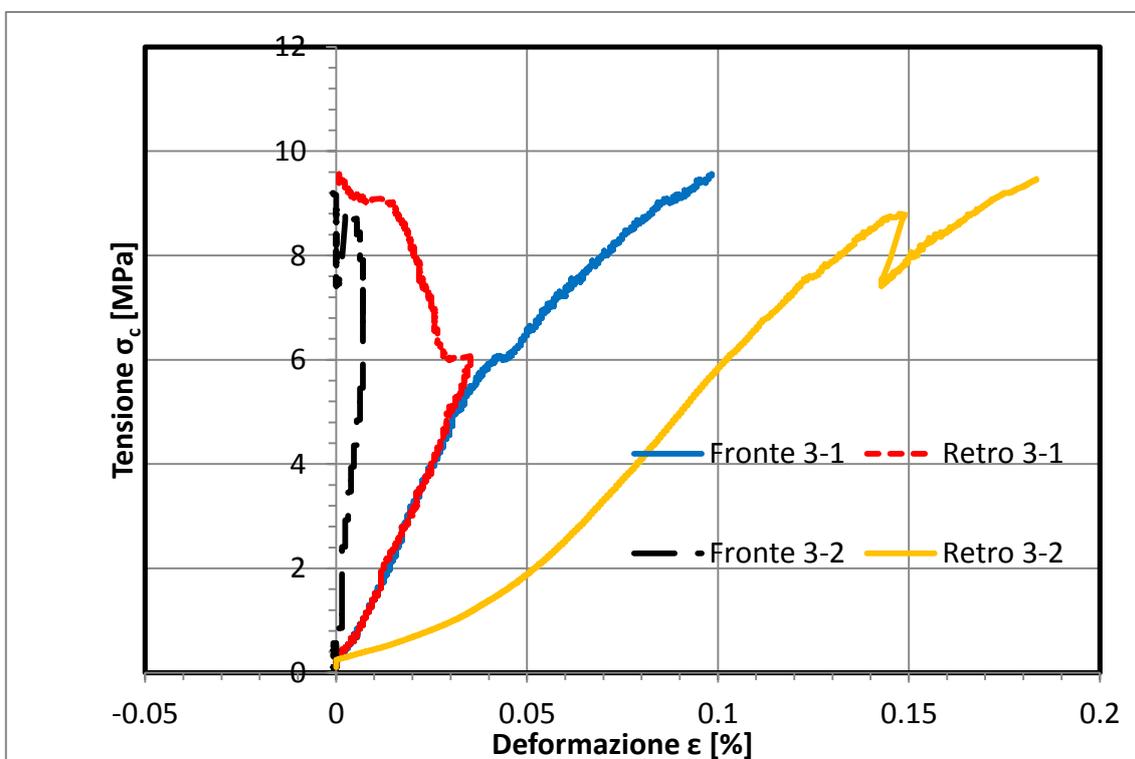


Figura 6-3 Confronto nel piano σ_c - ϵ dei provini con rete $\phi 3$

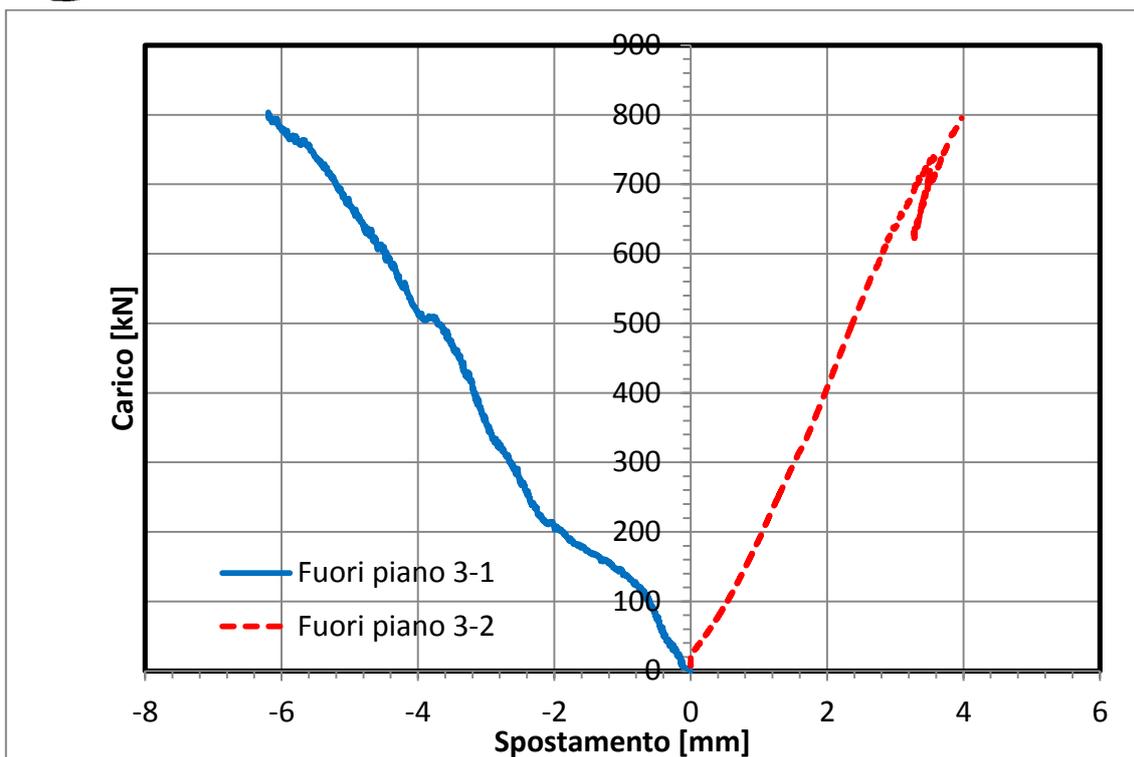


Figura 6-4 Confronto nel piano Forza-Spostamento fuori piano dei provini con rete $\phi 3$

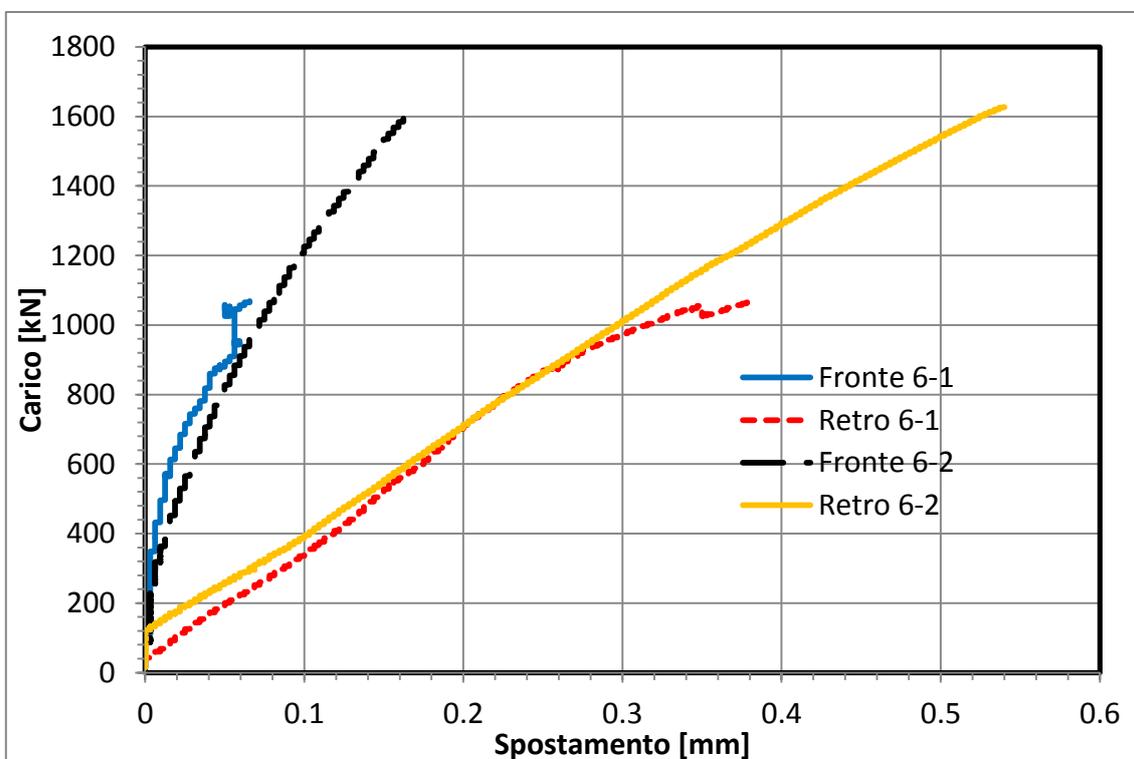


Figura 6-5 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 6$

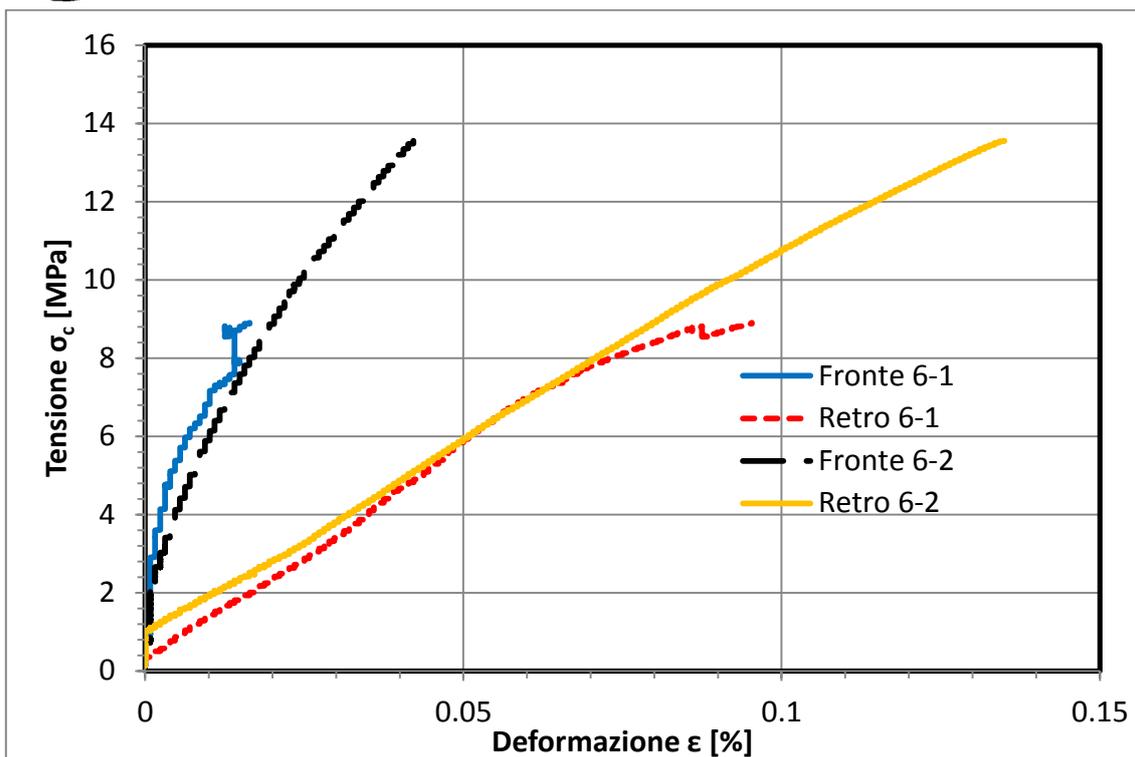


Figura 6-6 Confronto nel piano σ_c - ϵ dei provini con rete $\phi 6$

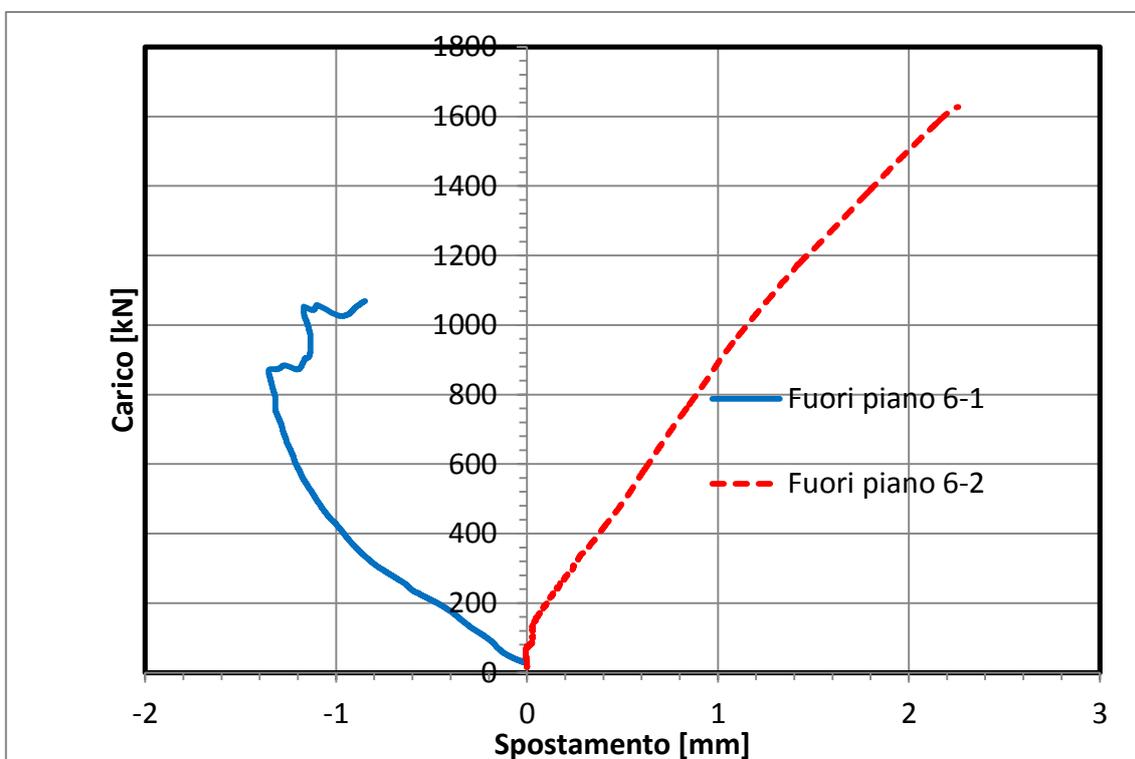


Figura 6-7 Confronto nel piano Forza-Spostamento fuori piano dei provini con rete $\phi 6$

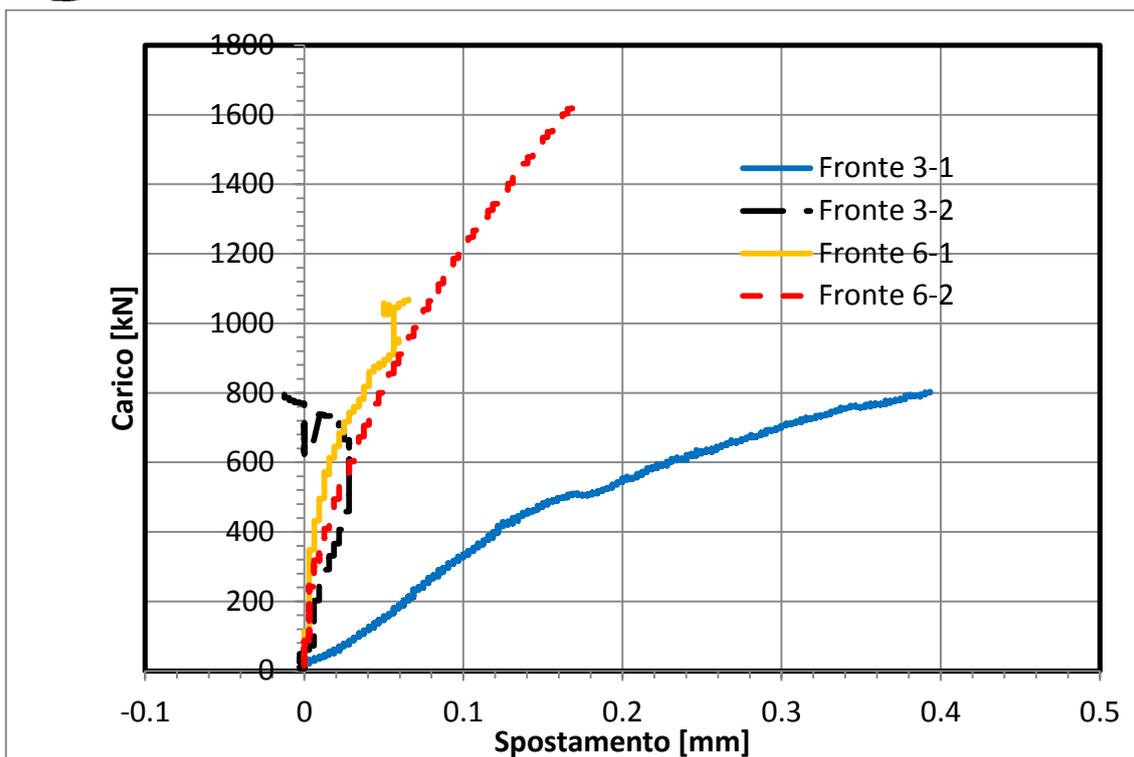


Figura 6-8 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ per il lato fronte.

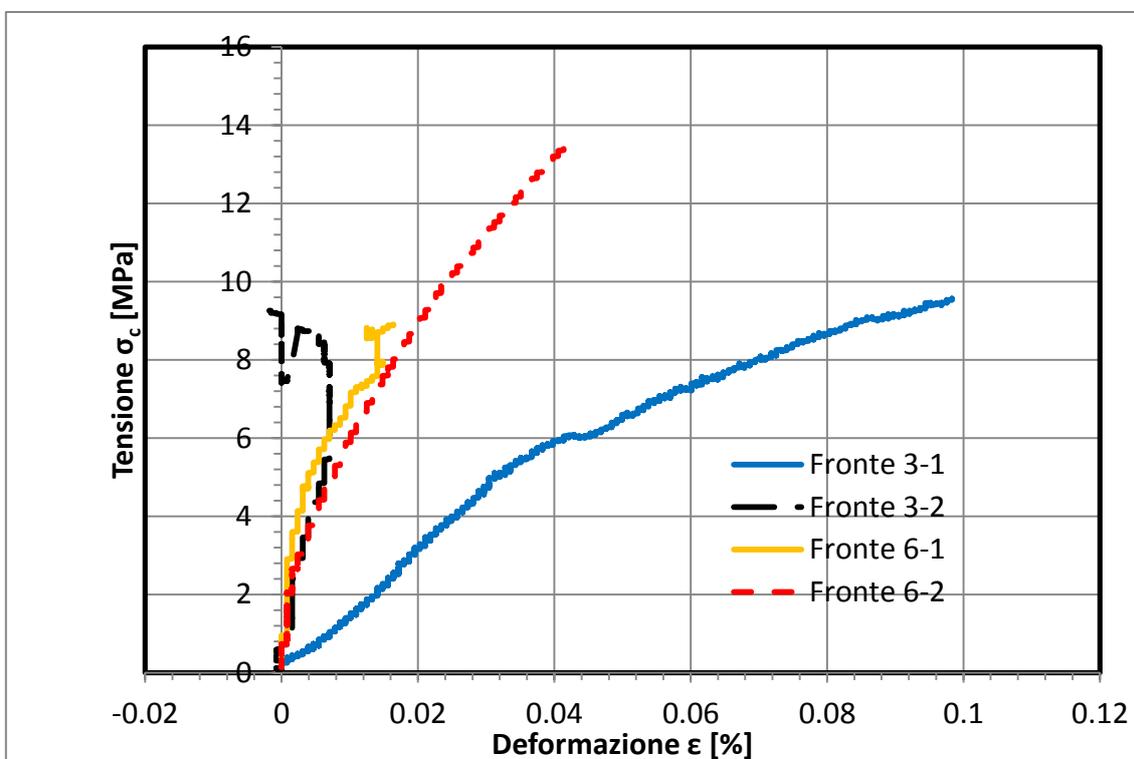


Figura 6-9 Confronto nel piano σ_c - ϵ dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ per il lato fronte.

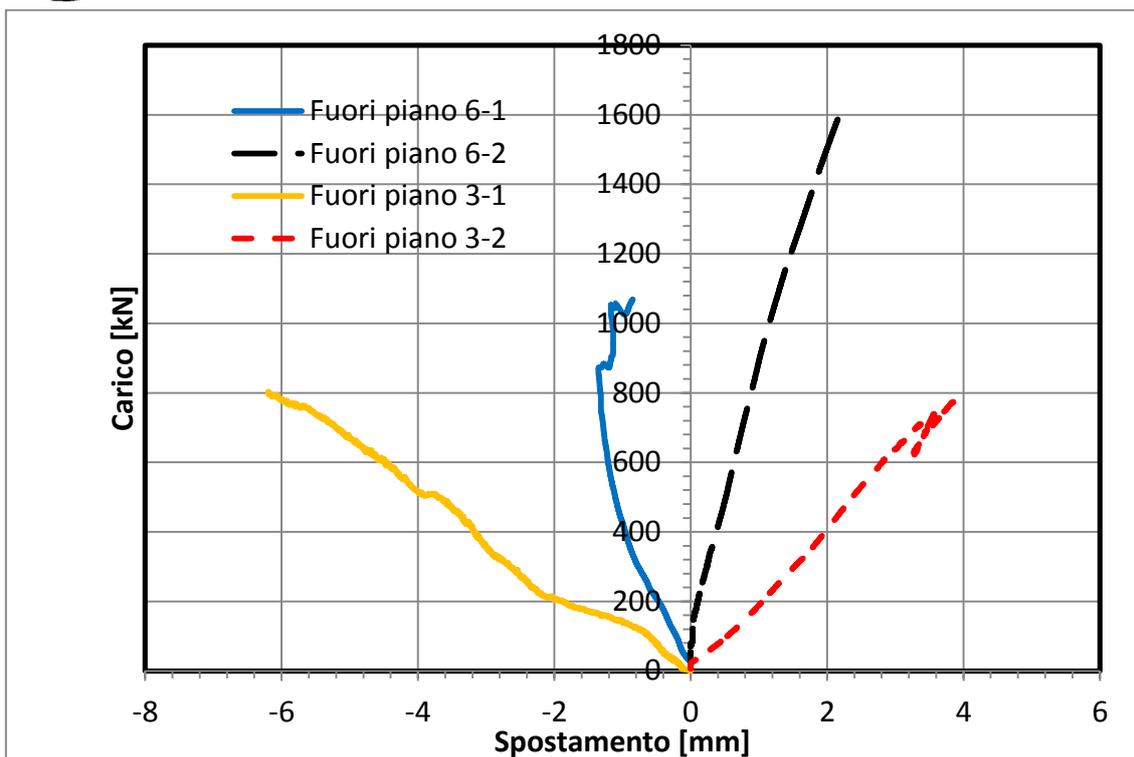


Figura 6-10 Confronto nel piano Forza-Spostamento fuori piano dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$.

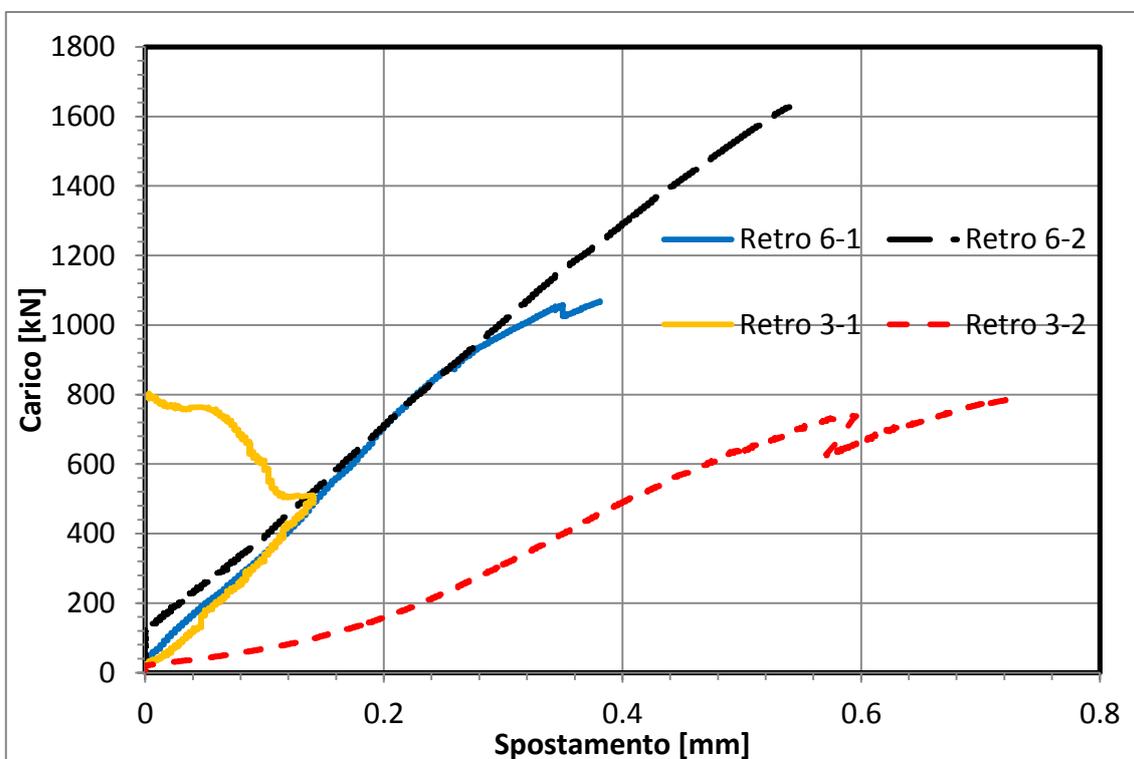


Figura 6-11 Confronto nel piano Forza-Spostamento dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ per il lato retro.

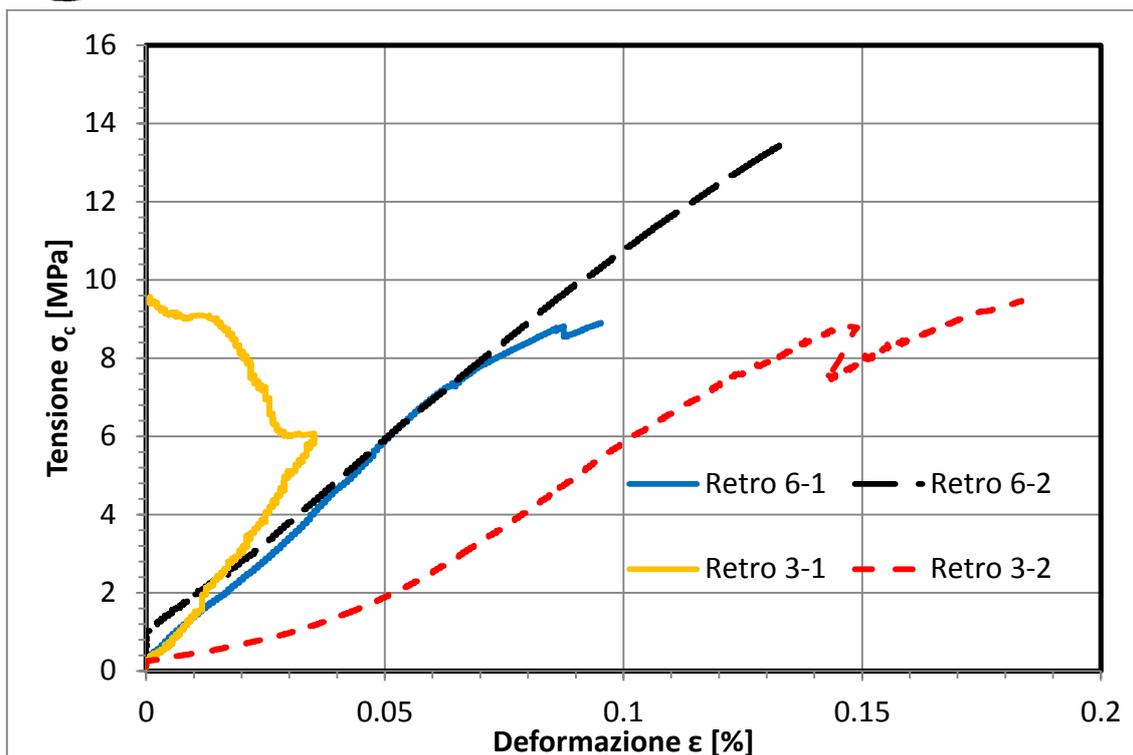


Figura 6-12 Confronto nel piano σ_c - ϵ dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ per il lato retro.

Nella Tabella 6-1 si riportano i dati principali misurati sui quattro provini, in termini di carico massimo raggiunto, tensione di compressione massima, deformazione verticale massima e modalità di rottura.

Tabella 6-1 Risultati principali delle prove di compressione centrata su provini quadrati

Codice pannello	Carico max [kN]	σ max [MPa]	ϵ max [%]	Modalità di rottura
C 3-1	803	9.56	0.098	Schiacciamento in prossimità dei cordoli
C 3-2	795	9.47	0.18	Schiacciamento in prossimità del cordolo inferiore
C 6-1	1068	8.90	0.095	Schiacciamento in prossimità del cordolo superiore
C 6-2	1627	13.56	0.135	Schiacciamento in prossimità del cordolo superiore

Di seguito si riportano delle immagini rappresentative della modalità di crisi avutesi per ogni provino.



Figura 6-13 C 3-1



Figura 6-14 C 3-2



Figura 6-15 C 6-1



Figura 6-16 C 6-2

Con riferimento alle misurazioni in direzione di applicazione del carico, si nota che in alcuni casi la deformazione passa da accorciamento ad allungamento (rif. Figura 6-11 e Figura 6-12), come a suggerire un comportamento tipico di pressoflessione; ciò è sicuramente da attribuire alla mancata verticalità dei pannelli legata alle modalità costruttive di tali elementi strutturali.



Figura 6-17 Irregolarità costruttiva dei pannelli con evidente fuori piombo.

7 Prove di compressione centrata per provini rettangolari di altezza 3000 mm

Sono state eseguite due prove di compressione centrata e due di compressione eccentrica su provini armati con rete $\phi 3$ e con rete $\phi 6$.

Per ogni prova sono stati installati dei trasduttori di spostamento per la lettura delle deformazioni verticali e per gli spostamenti fuori piano, secondo lo schema riportato in Figura 7-1.

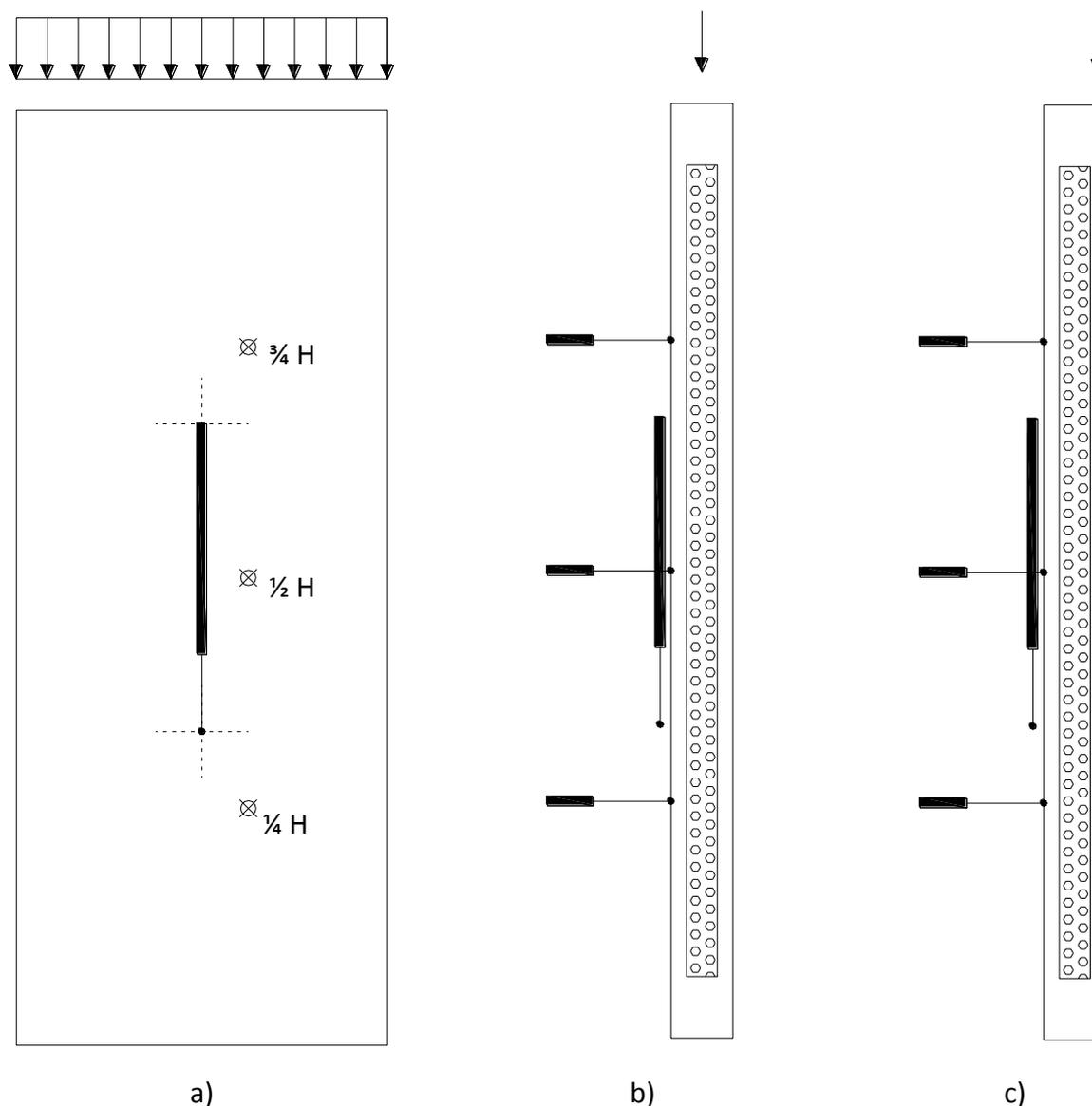


Figura 7-1 posizione degli strumenti di misura; a) frontale; b) laterale per compressione centrata; c) laterale per compressione eccentrica.

Il carico è stato applicato mediante una traversa rigida collegata ad un sistema a cerniera cilindrica orizzontale in modo da permettere le rotazioni al piede ed in testa, nel caso di eccessive deformazioni fuori piano delle pareti.

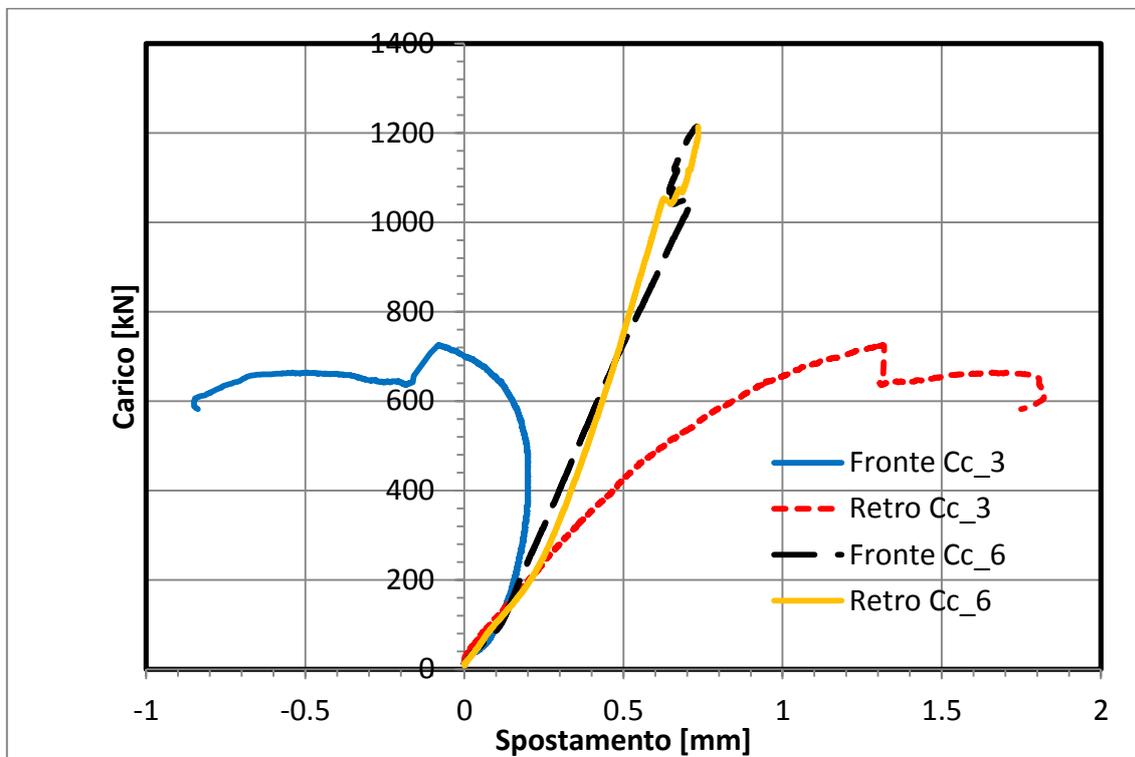


Figura 7-2 Confronto Forza-Spostamento nel piano verticale dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ in compressione centrata.

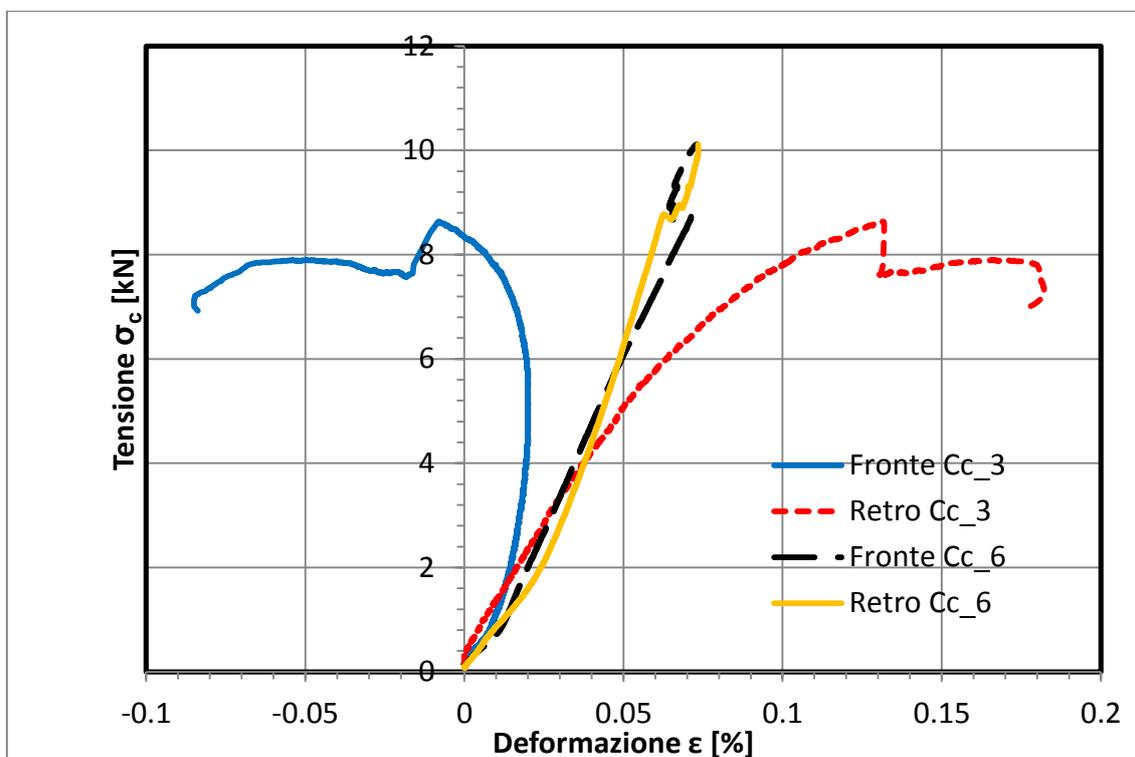


Figura 7-3 Confronto σ_c - ϵ nel piano per i provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ in compressione centrata.

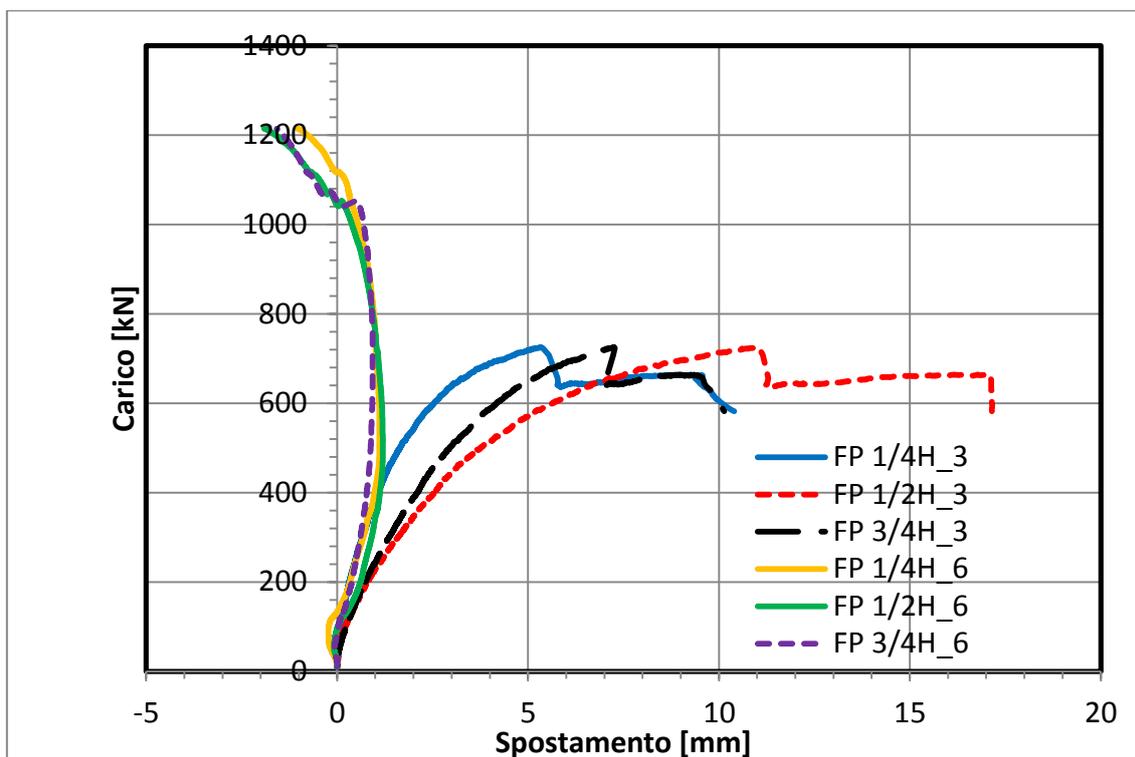


Figura 7-4 Confronto Forza-Spostamento fuori piano per i provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ in compressione centrata.

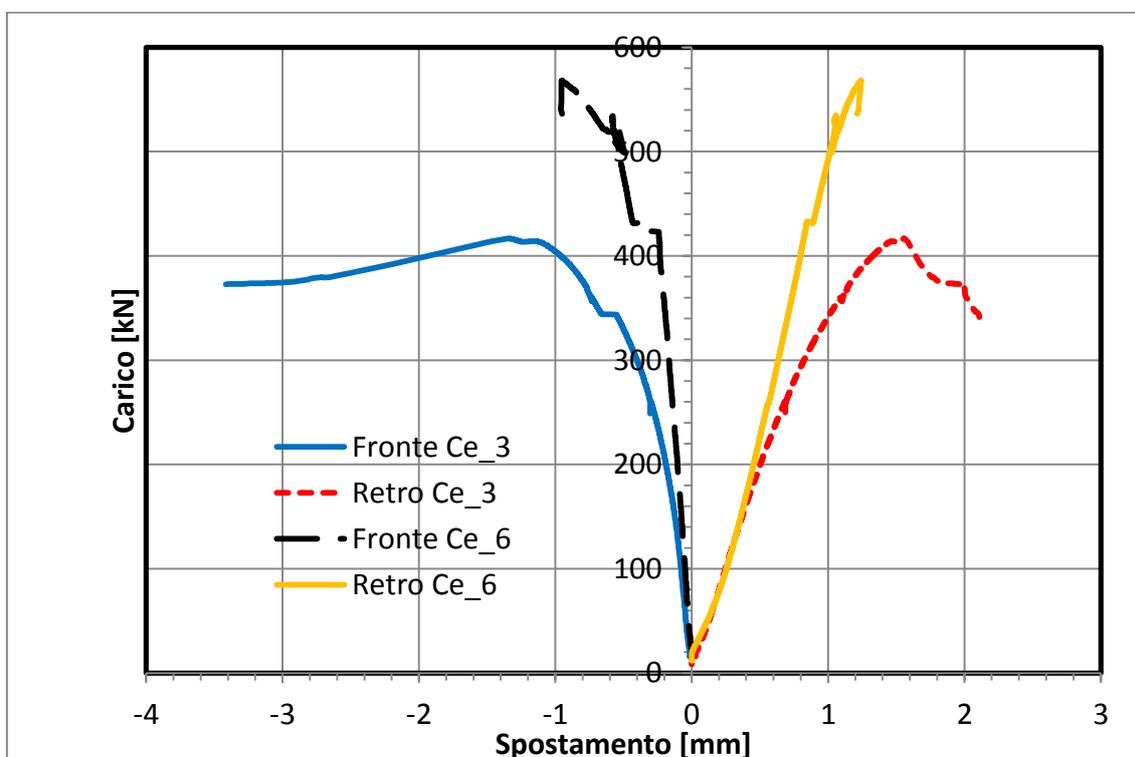


Figura 7-5 Confronto Forza-Spostamento nel piano verticale dei provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ in compressione eccentrica.

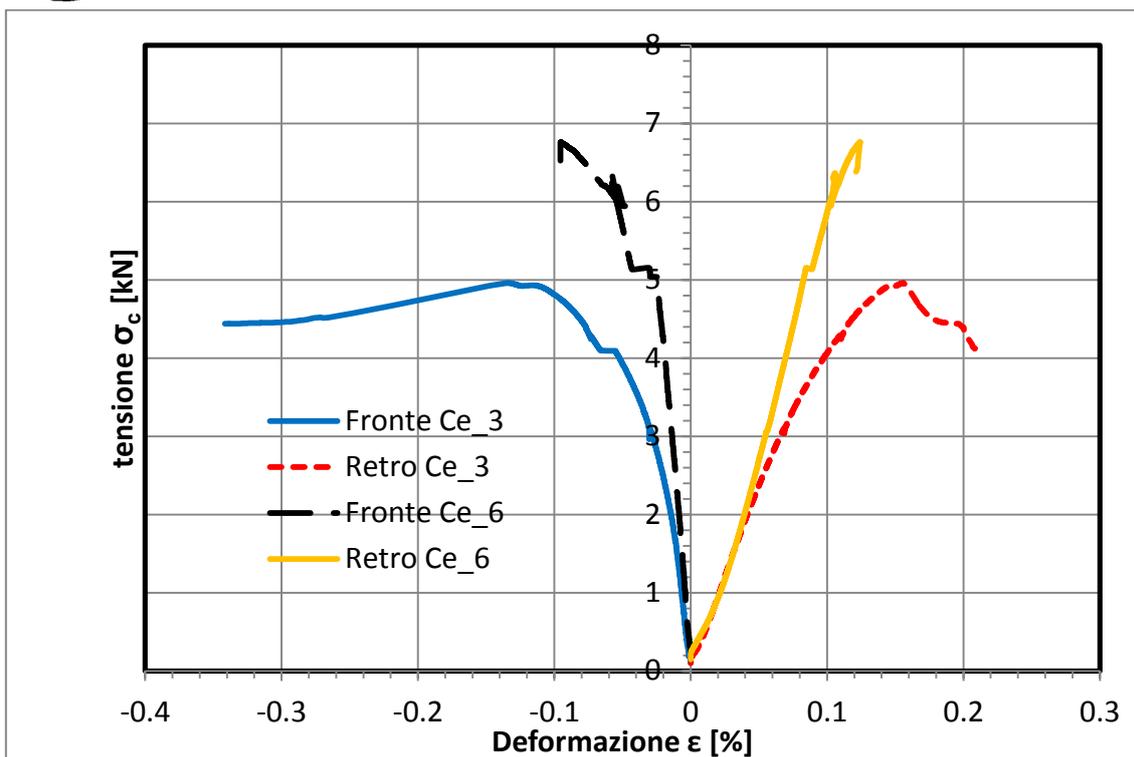


Figura 7-6 Confronto σ_c - ϵ nel piano per i provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ in compressione eccentrica.

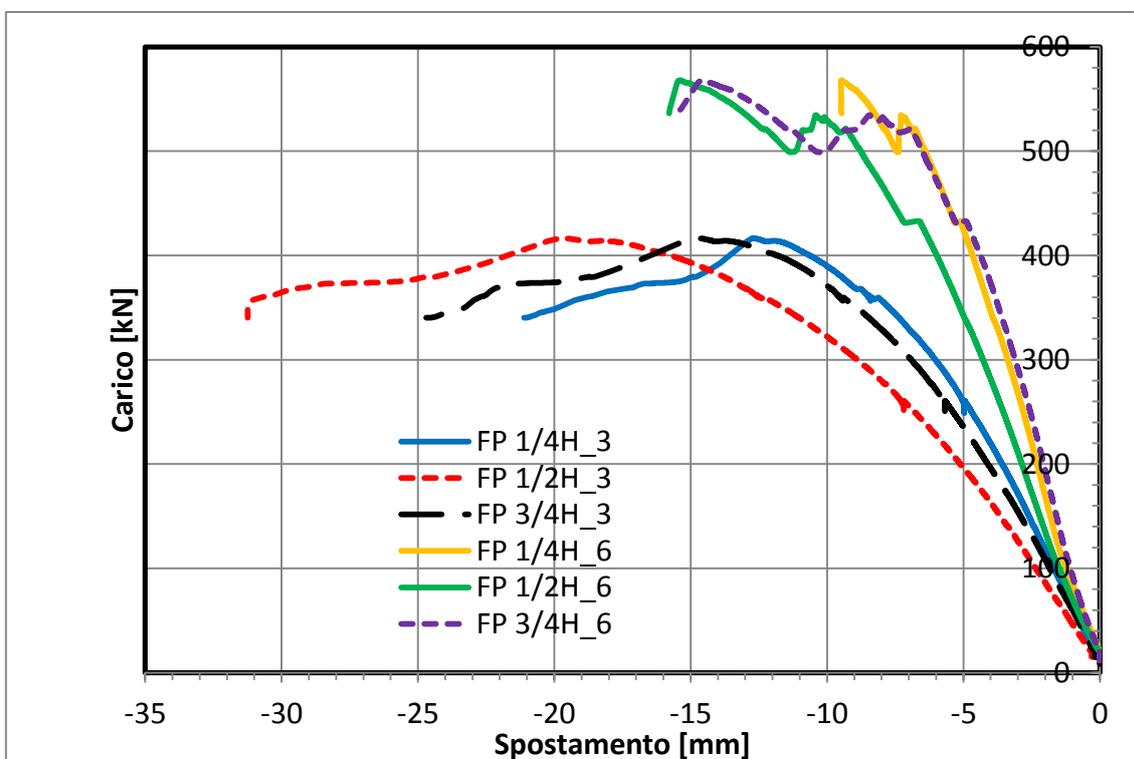


Figura 7-7 Confronto Forza-Spostamento fuori piano per i provini con rete $\phi 3$ e $\phi 6$ in compressione eccentrica.

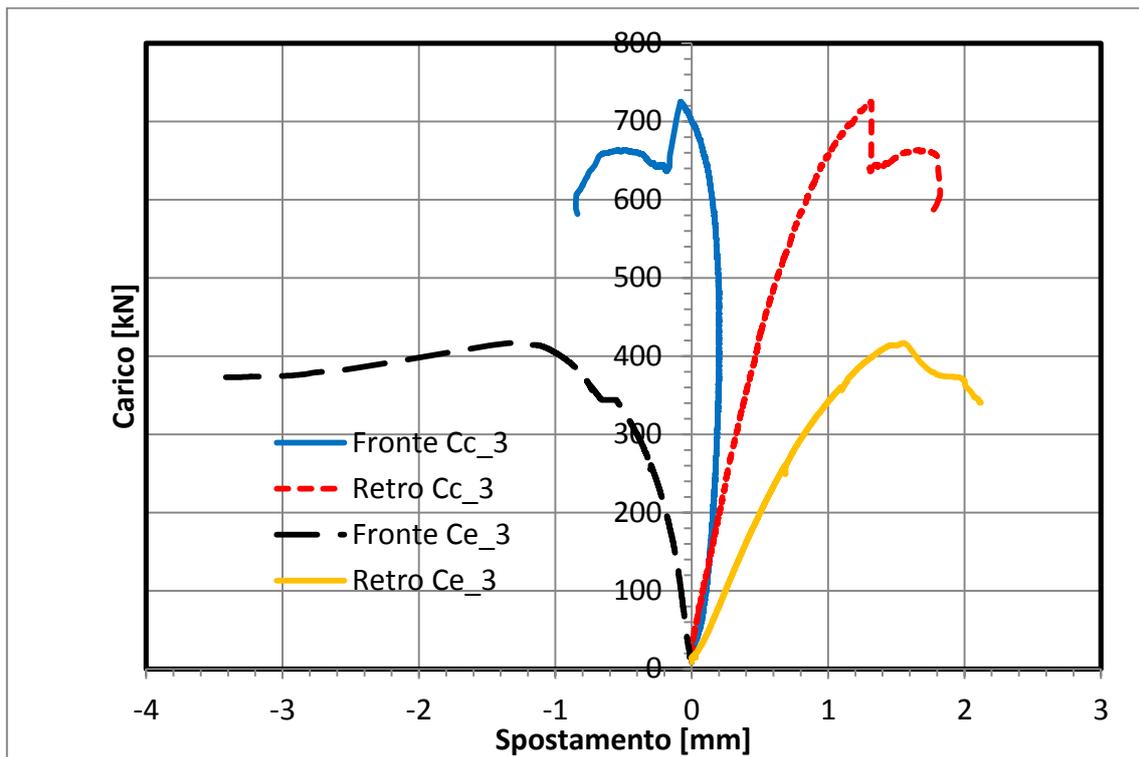


Figura 7-8 Confronto Forza-Spostamento nel piano per i provini con rete $\phi 3$ in compressione centrata ed eccentrica.

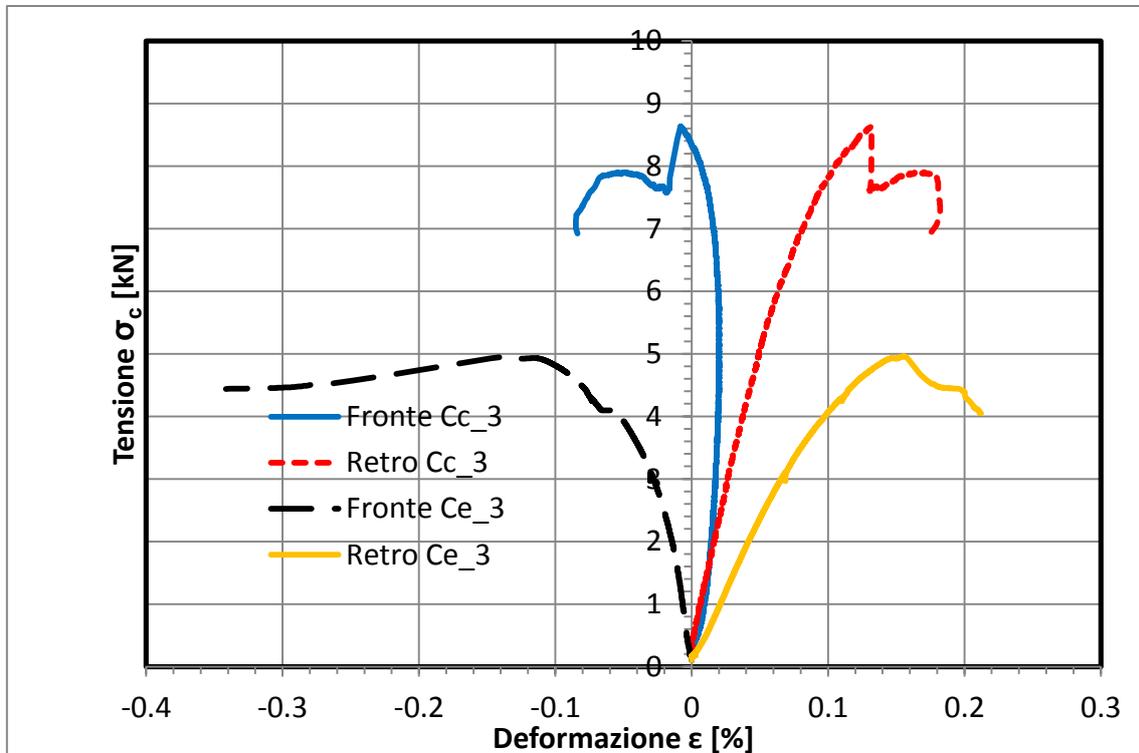


Figura 7-9 Confronto σ_c - ϵ nel piano per i provini con rete $\phi 3$ in compressione centrata ed eccentrica.

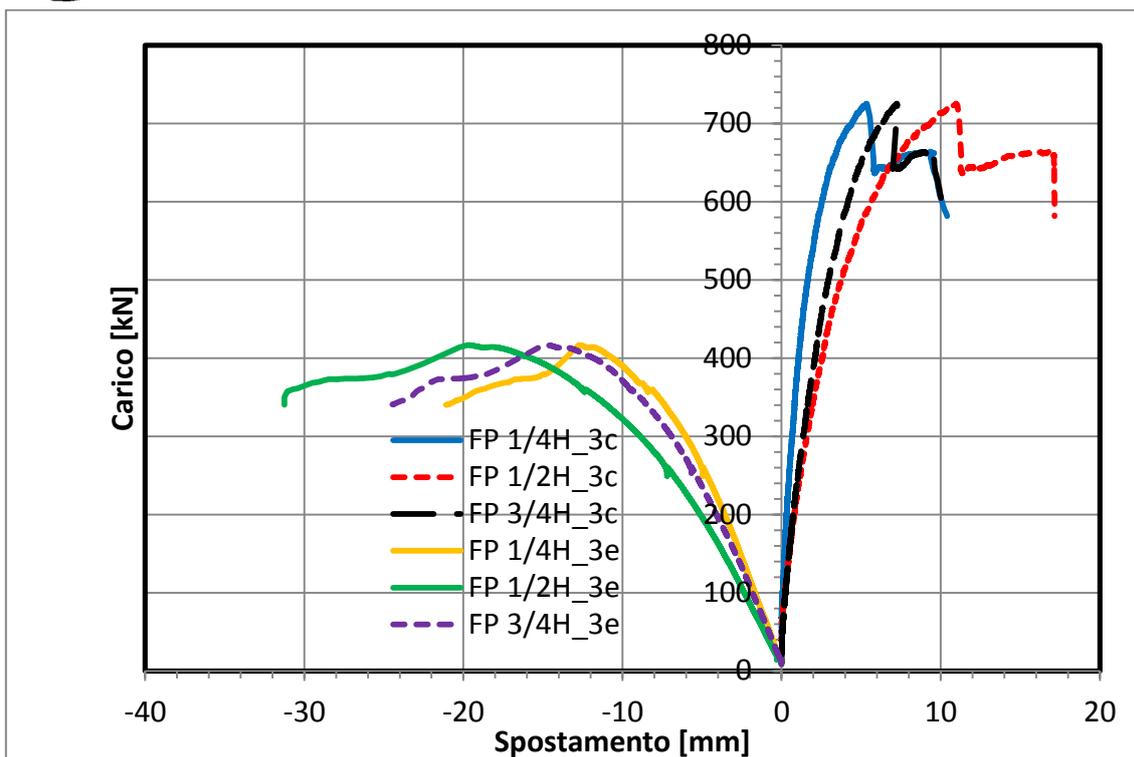


Figura 7-10 Confronto Forza-Spostamento fuori piano per i provini con rete $\phi 3$ in compressione centrata ed eccentrica.

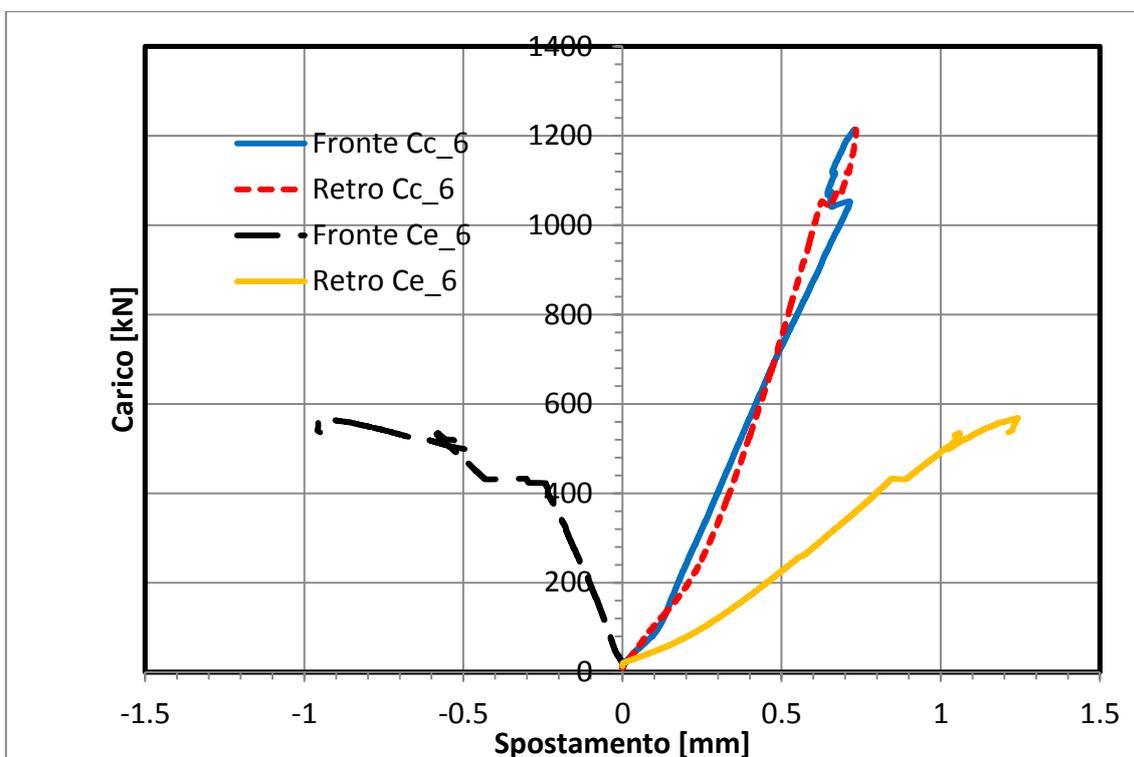


Figura 7-11 Confronto Forza-Spostamento nel piano per i provini con rete $\phi 6$ in compressione centrata ed eccentrica.

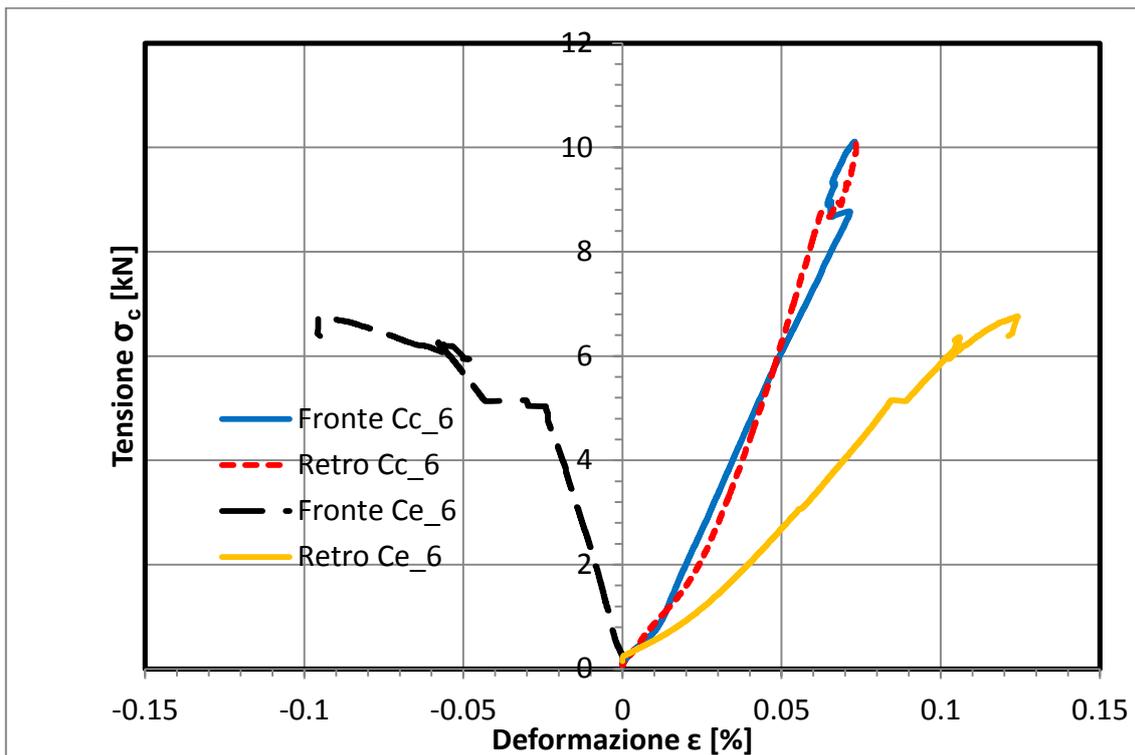


Figura 7-12 Confronto σ_c - ϵ nel piano per i provini con rete $\phi 6$ in compressione centrata ed eccentrica.

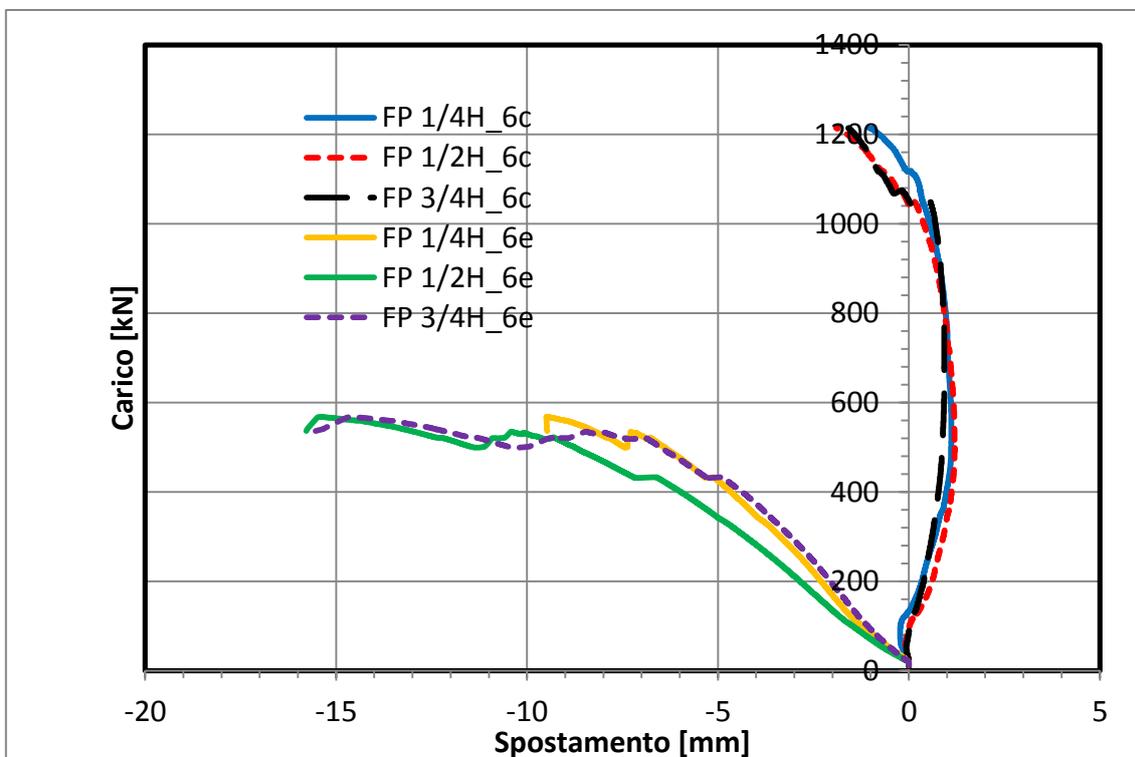


Figura 7-13 Confronto Forza-Spostamento fuori piano per i provini con rete $\phi 6$ in compressione centrata ed eccentrica.



Nella Tabella 7-1 si riportano i dati principali misurati sui quattro provini, in termini di carico massimo raggiunto, tensione di compressione massima, deformazione verticale massima, spostamento fuori piano e modalità di rottura.

Tabella 7-1 Risultati principali delle prove di compressione centrata su provini rettangolari H=3 metri.

Codice pannello	Carico max [kN]	σ max [MPa]	ϵ max [%]	Modalità di rottura
Cc_3	725	8.63	0.132	Inflessione fuori dal piano
Ce_3	417	4.96	0.156	Inflessione fuori dal piano
Cc_6	1214	10.12	0.073	Rottura a taglio nello spessore
Ce_6	568	6.76	0.125	Inflessione fuori dal piano

Di seguito si riportano delle immagini rappresentative della modalità di crisi avutesi per ogni provino.



Figura 7-14 Cc_3



Figura 7-15 Ce_3



a)



b)

Figura 7-16 Cc_6: a) laterale; b) frontale



Figura 7-17 Ce_6

8 Prove a taglio su portali

Sono state eseguite due prove taglio nel piano per due portali, uno armato con rete di diametro 3 mm e l'altro con rete da 6 mm. La geometria nel piano dei due portali è quella riportata nella Figura 8-1. I pannelli del portale sono collegati alla fondazione mediante delle barre di diametro 8 mm inghisate con ancorante chimico alla fondazione e gettati in opera nello spessore dei pannelli.

Il cordolo in testa al portale è necessario a distribuire i carichi verticali ad orizzontali sui pannelli.

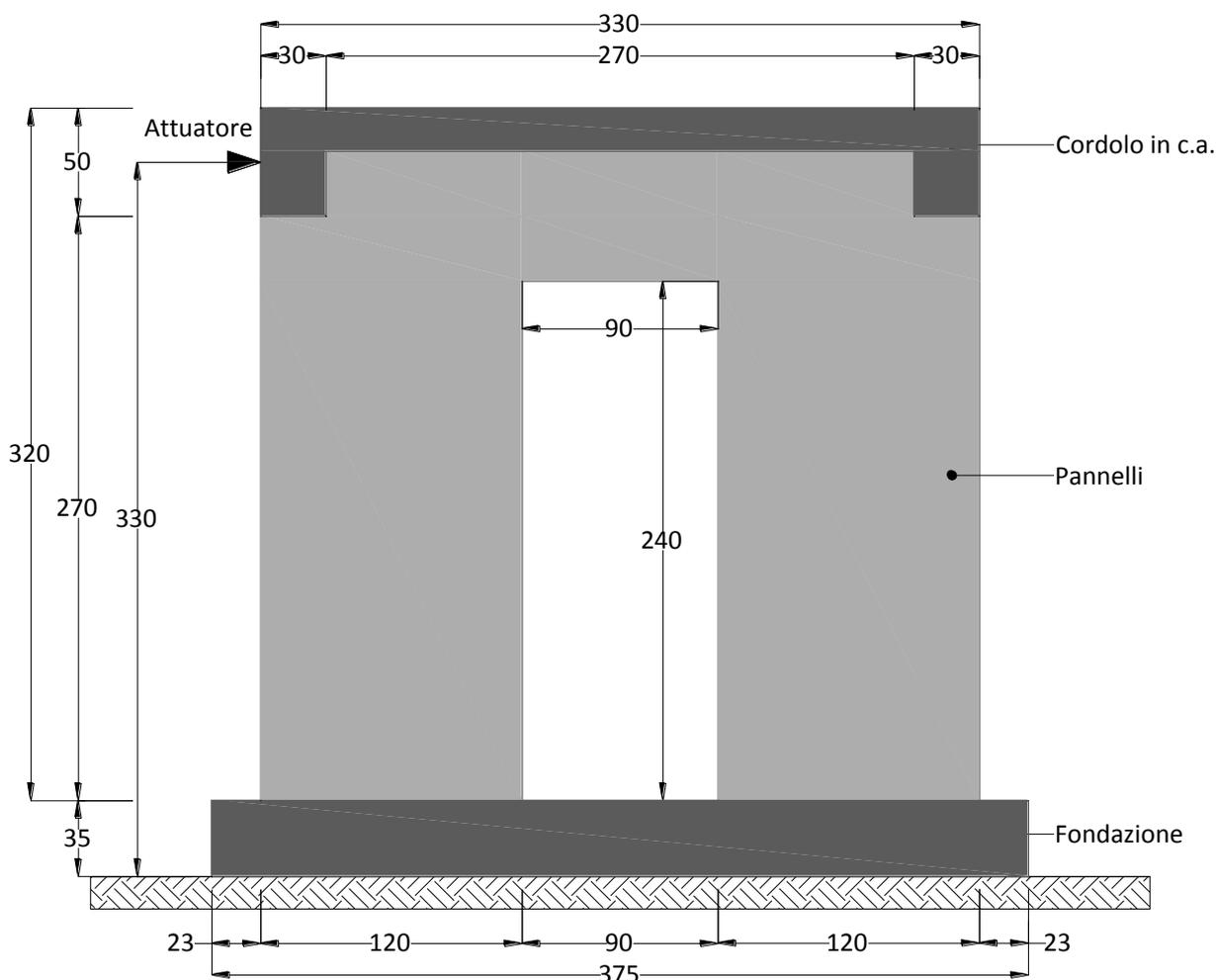


Figura 8-1 Caratteristiche dimensionali del portale.

Per simulare la presenza del solaio e di un secondo piano, è stato imposto un carico verticale iniziale pari a 130 kN; tale carico è di tipo variabile durante la prova, come conseguenza delle deformazioni dei pannelli del portale. Tutto il sistema di trasferimento dei carichi verticali ed orizzontali è mostrato in dettaglio nella Figura 8-2.

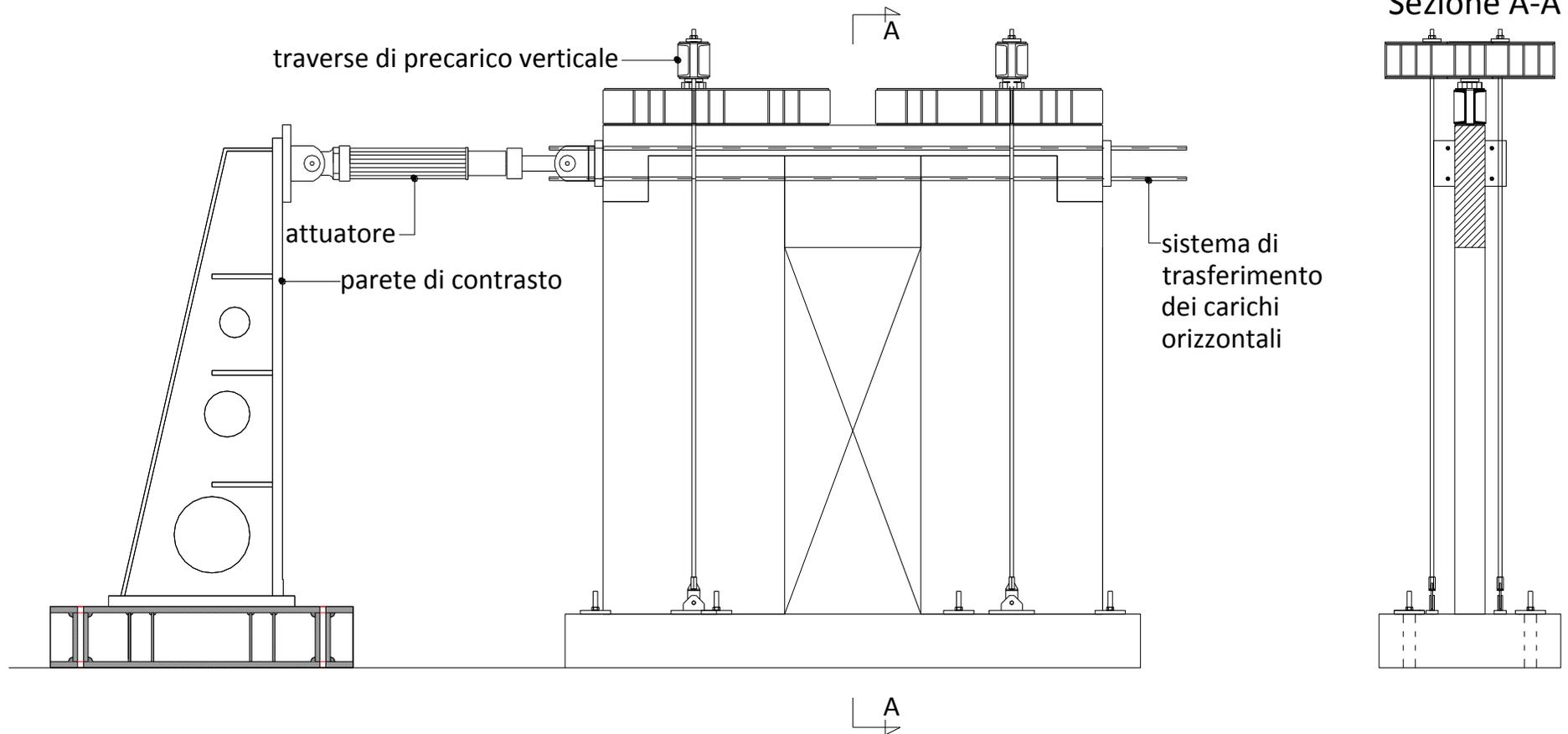


Figura 8-2 Sistema di trasferimento dei carichi verticali ed orizzontali al portale.



Figura 8-3 Vista frontale pannello e set-up di prova per portale armato con rete $\phi 3$ mm.

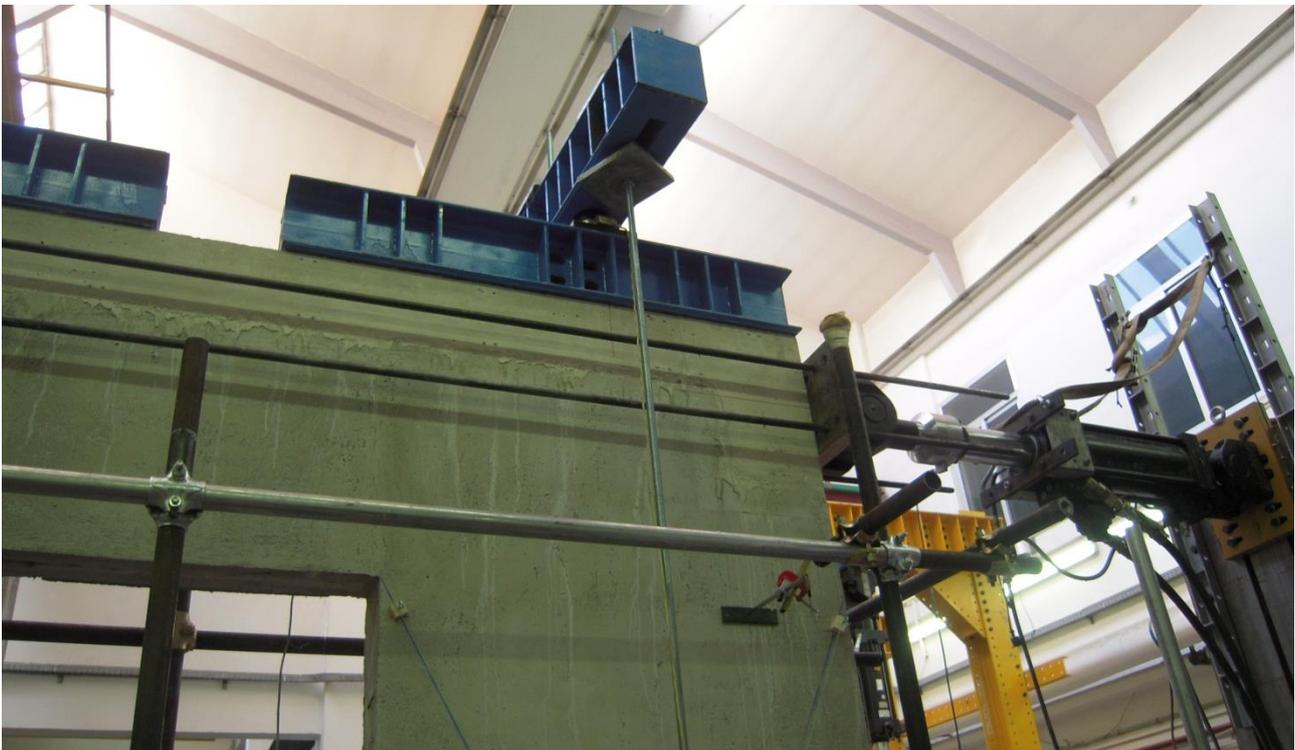


Figura 8-4 Vista in dettaglio del sistema di carico verticale ed orizzontale.



Le prove sono state eseguite in controllo di spostamento imponendo drift crescenti dallo 0,1% dell'altezza del portale fino all'1%, raggiungendo uno spostamento massimo orizzontale di 30 mm. Il dettaglio della storia di spostamento è riportato in Tabella 8-1.

Tabella 8-1 Storia di spostamenti applicata.

drift	spostamento	n° cicli
[%]	[mm]	[-]
0.1	3	3
0.2	6	3
0.4	12	3
0.6	18	3
1	30	3

Nella Figura 8-5 è riportato il sistema di misurazione degli spostamenti; gli strumenti dal numero 1 all'8 sono dei potenziometri a filo mentre dal numero 9 al 16 sono LVDT.

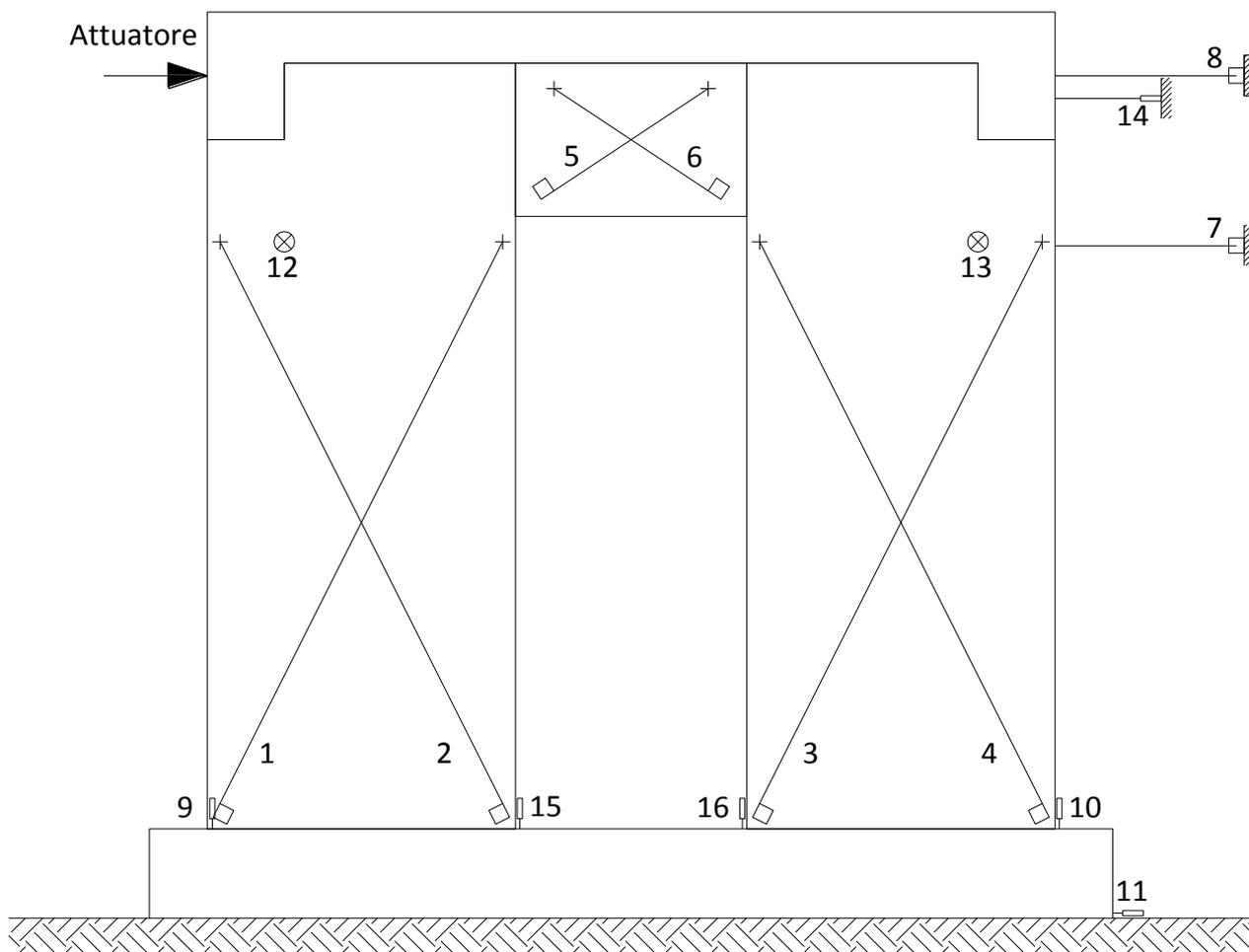


Figura 8-5 Layout della strumentazione di misura.



8.1 Portale armato con rete di diametro 3 mm

Le prime due serie di cicli (drift 0.1% e 0.2%) non producono danneggiamenti apprezzabili ad occhio ma solo una leggera variazione della rigidezza laterale. Il carico massimo si raggiunge nella serie di cicli n°4, per drift pari allo 0.6%, per un valore di 190 kN. Nella quinta ed ultima serie di cicli (drift 1%) in carico massimo raggiunto scende a circa 172 kN.

Dall'analisi del quadro fessurativo, i meccanismi di crisi innescati sono quello di lesione della fascia di piano e di rotazione alla base dei maschi con schiacciamento degli spigoli di base, lasciando quasi illese le pareti verticali.

Come confermano anche i grafici, si ha un decremento di resistenza e rigidezza ed un contemporaneo incremento della rotazione alla base dei maschi dal secondo ciclo della quarta serie (drift 0.6%); infatti, in corrispondenza di detta serie di cicli si nota una importante fessurazione della fascia di piano ed una ampia rotazione alla base dei pannelli.

All'inizio della quinta serie di cicli (drift 1%) si ha il distacco del copriferro della fascia a seguito dello svergolamento fuori piano dei fazzoletti di rete di rinforzo posizionati a contenimento dei vertici superiori dell'apertura.

I due meccanismi di crisi manifestati si sono innescati quasi in contemporanea, essendo molto difficile stabilirne il primo avvenuto; in particolare, la crisi della fascia di piano ha comportato il passaggio dello schema a telaio ad uno schema a mensole collegate in testa da un pendolo, con conseguente incremento delle sollecitazioni flettenti alla base e delle rotazioni.

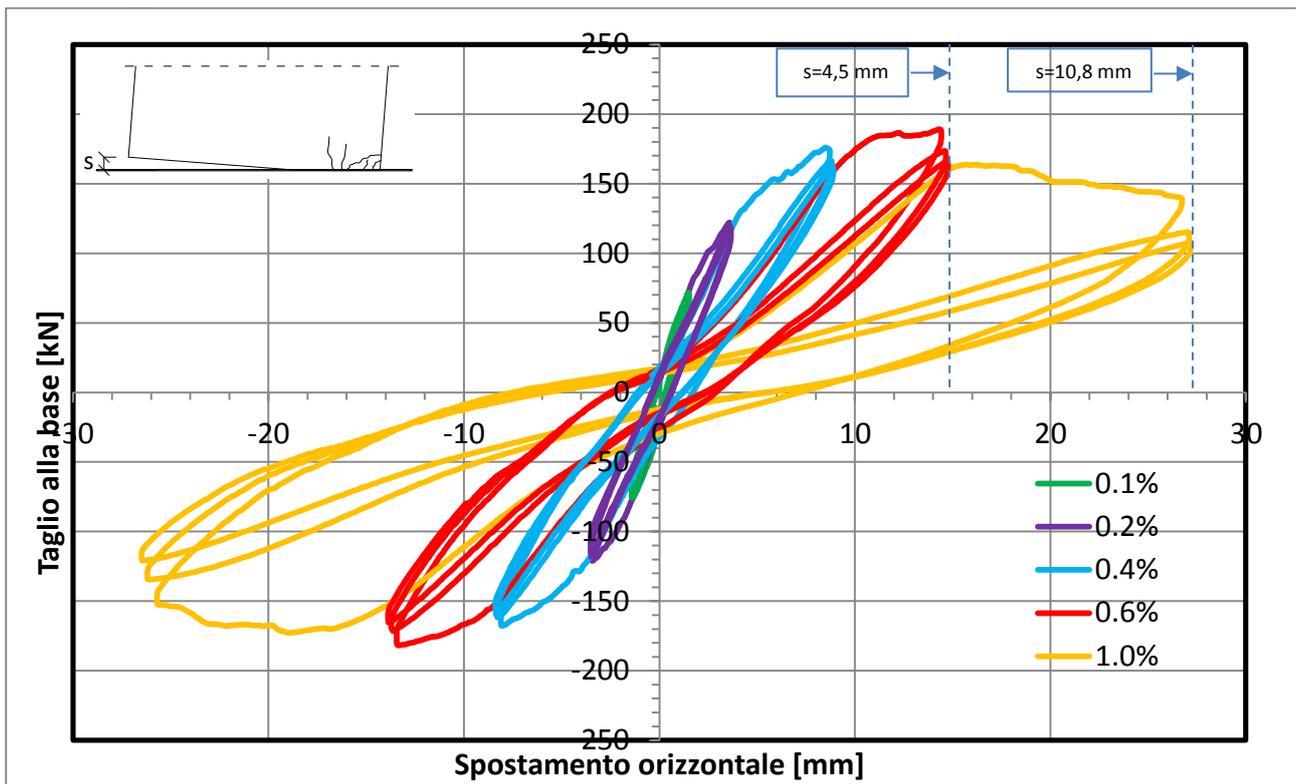


Figura 8-6 Diagramma ciclico Taglio alla base-spostamento in testa provino con rete $\phi 3$ mm (LVDT 14).



Figura 8-7 Stato di danneggiamento a fine prova della fascia di paino.



Figura 8-8 Stato di danneggiamento a fine prova della fascia di pino: particolare di sbandamento fuori piano del fazzoletto di rete di rinforzo.



Figura 8-9 Stato di danneggiamento a fine prova alla base della parete destra con schiacciamento dello spigolo e sbandamento fuori piano della barra di collegamento alla fondazione.



Figura 8-10 Stato di danneggiamento a fine prova alla base della parete destra con espulsione del copriferro dalle barre di collegamento in fondazione.

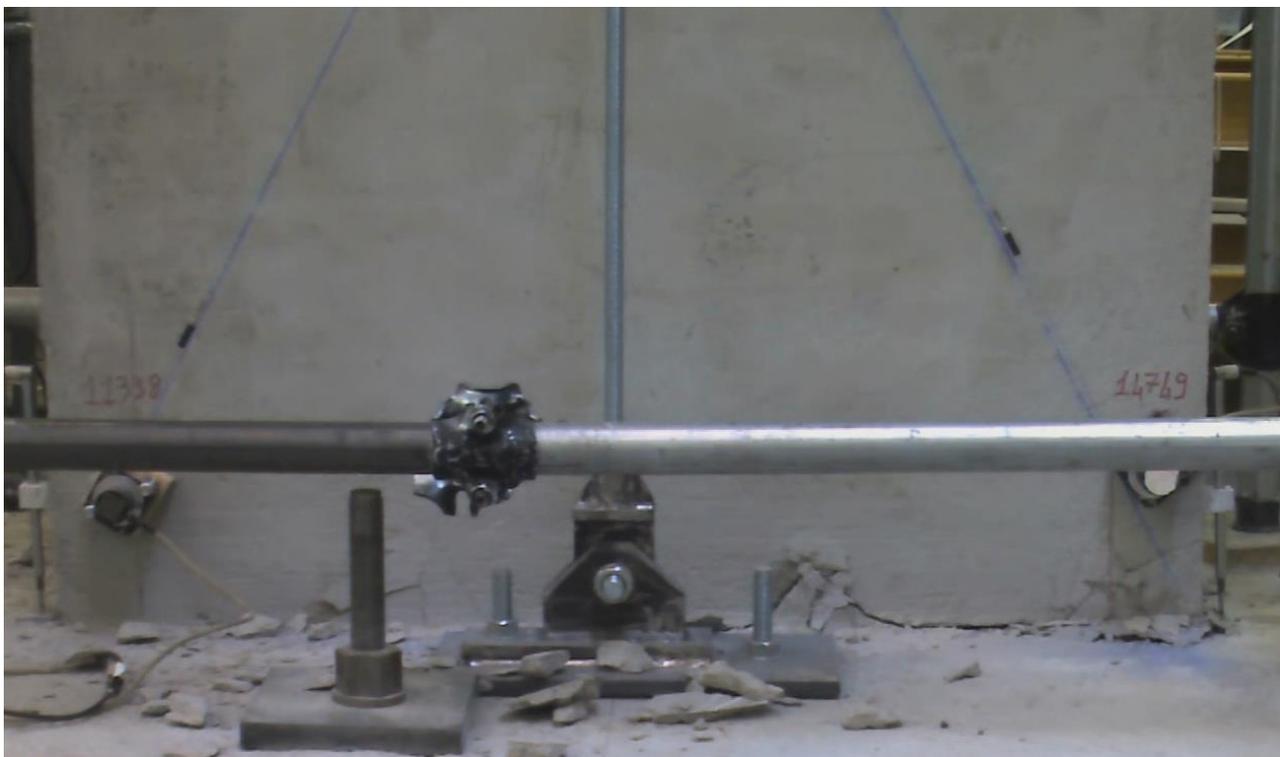


Figura 8-11 Massimo sollevamento al piede delle parete destra, sul lato destro, per drift 1.0%.



Figura 8-12 Massimo sollevamento al piede delle parete destra, sul lato sinistro, per drift 1.0%.

8.1.1 Modellazione FEM lineare

Il portale con rete di rinforzo da 3 mm è stato modellato ed analizzato mediante il software FEM SAP2000 della *Computer & Structures*. La modellazione è stata eseguita mediante elementi piani (*Shell*); il materiale è stato considerato elastico lineare ed i vincoli alla base sono fissi. Le analisi numeriche condotte, di tipo lineare, sono state utili a valutare il valore teorico della rigidezza elastica iniziale.

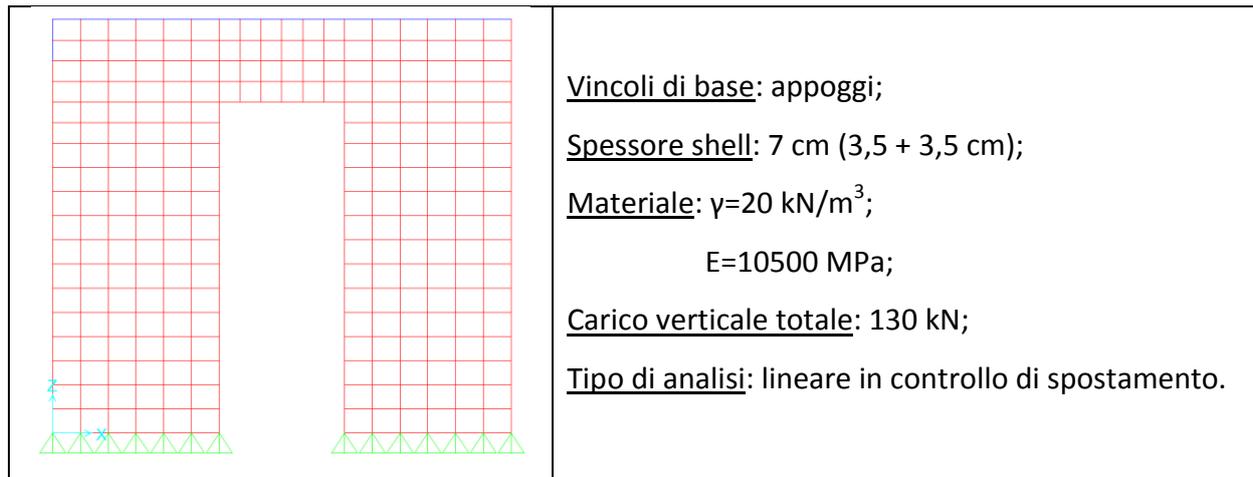


Figura 8-13 Modello FEM del portale con rete di diametro 3 mm.

Le shell che modellano le pareti sono di spessore 7 cm, pari alla somma dello spessore delle due pareti esterne (3.5+3.5 cm), hanno materiale con peso specifico $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e modulo di elasticità pari a 10500 MPa; non si è tenuto conto dell'armatura di rinforzo.

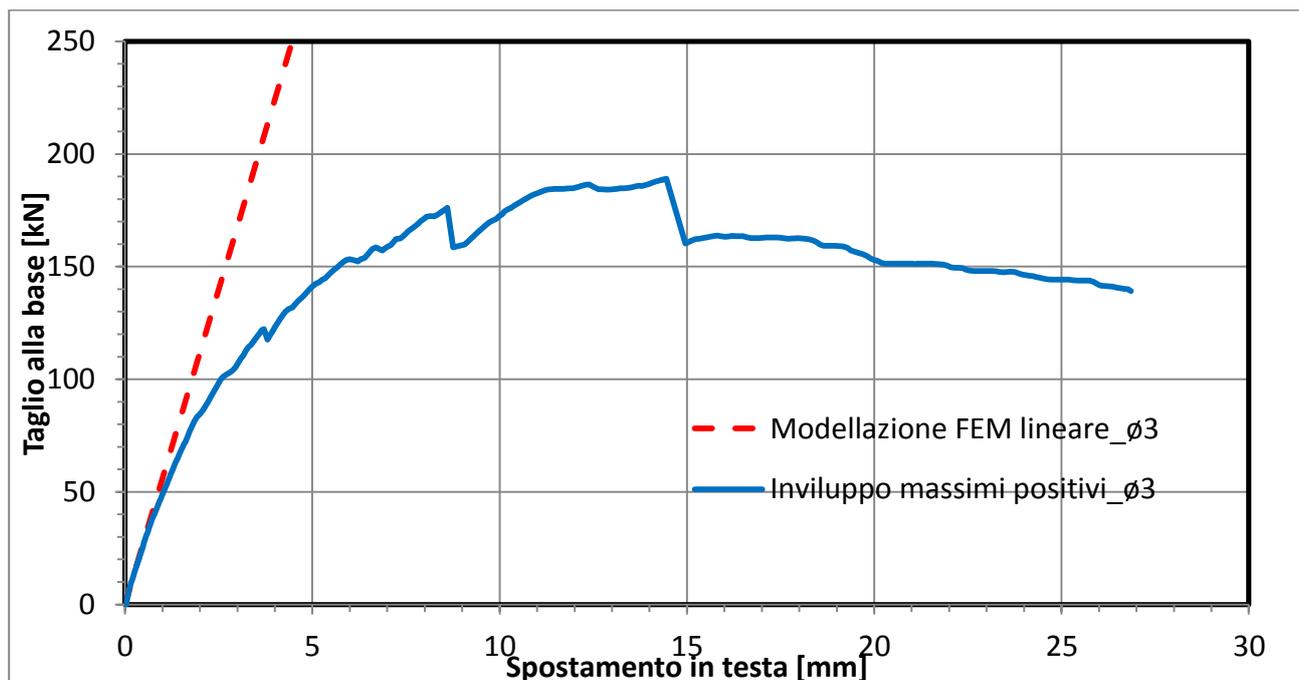


Figura 8-14 Diagramma Taglio-spostamento: confronto tra curva sperimentale e modello FEM lineare.

Il modello considerato è in grado di cogliere con buona approssimazione la pendenza iniziale della curva d'involuppo del diagramma ciclico sperimentale.

8.2 Portale armato con rete di diametro 6 mm

Le prime due serie di cicli (drift 0.1% e 0.2%) non producono danneggiamenti apprezzabili ad occhio ma solo una leggera variazione della rigidità laterale. Il carico massimo si raggiunge nella serie di cicli n°4, per drift pari allo 0.6%, per un valore di 221 kN. Nella quinta ed ultima serie di cicli (drift 1%) il carico massimo raggiunto scende a circa 140 kN.

Durante la serie n°4 (drift 0.6%) la parete sbanda vistosamente fuori dal piano di spinta, passando da valori di circa 2,5 mm registrati nella serie n°3 (drift 0.4%) a valori ben oltre il fondo scala dello strumento che è pari a 30 mm.

La prova è stata stoppata al primo ciclo della quinta serie (drift 1.0 %) per eccesso di spostamento fuori dal piano.

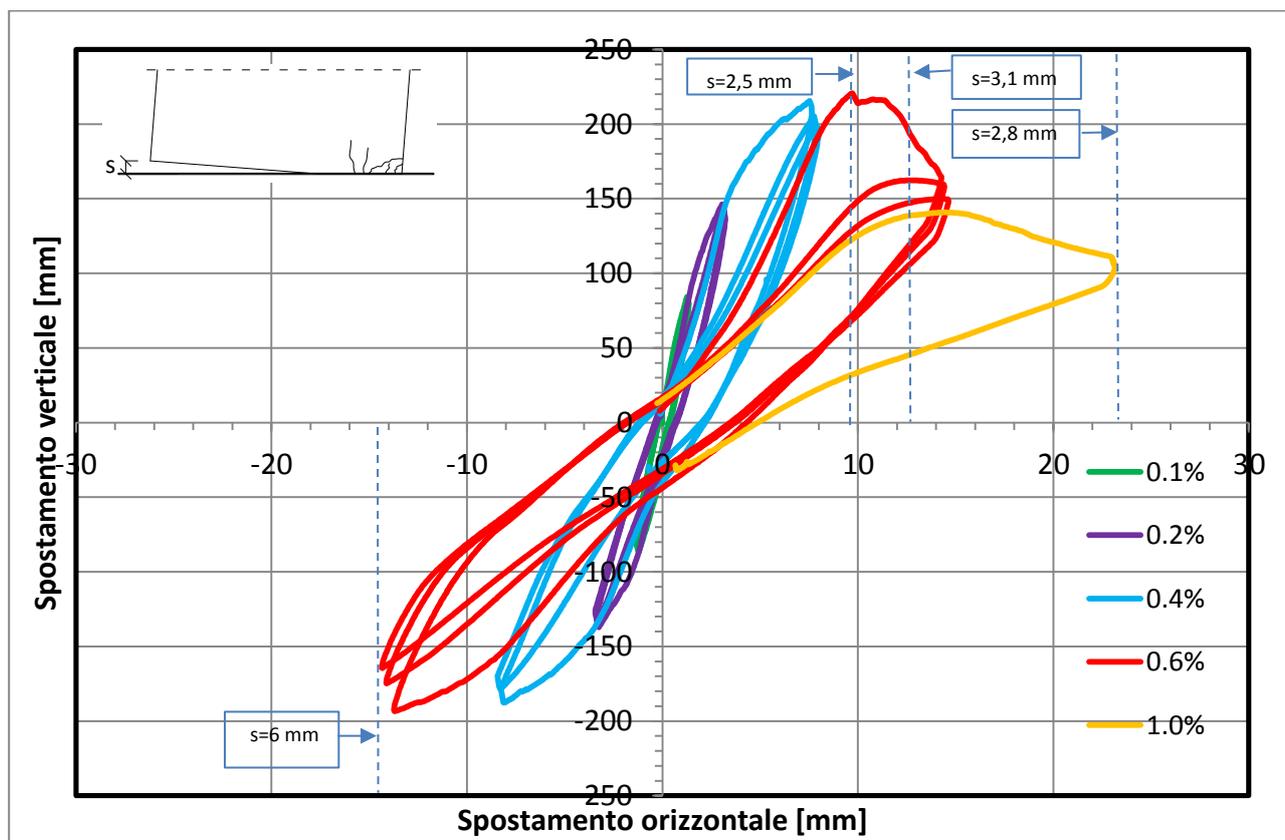


Figura 8-15 Diagramma ciclico Taglio alla base-spostamento in testa provino con rete $\phi 6$ mm (LVDT 14).



Figura 8-16 Stato di danneggiamento a fine prova della fascia di paino.



Figura 8-17 Stato di danneggiamento a fine prova alla base della parete sinistra, lato esterno, con schiacciamento dello spigolo.



Figura 8-18 Stato di danneggiamento a fine prova alla base della parete sinistra, lato interno, con schiacciamento dello spigolo.

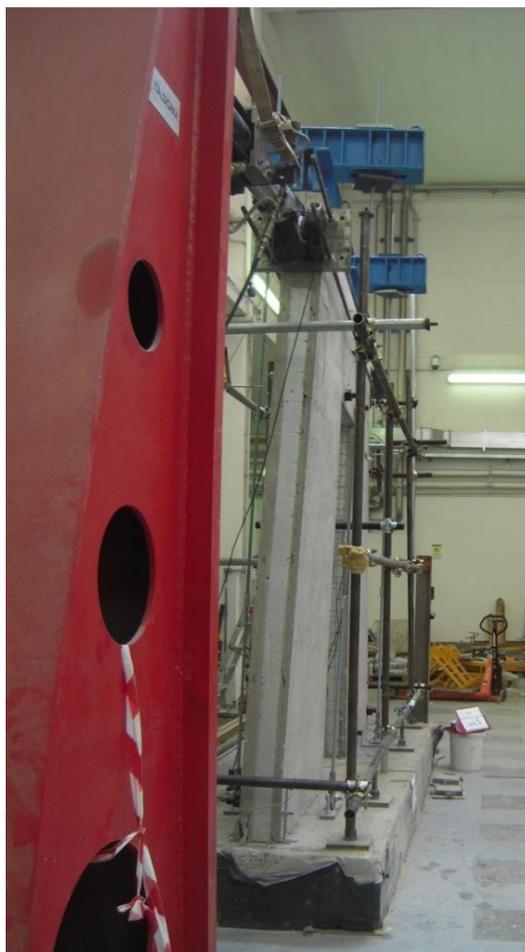


Figura 8-19 Sbandamento fuori piano della parete armata con rete $\phi 6$ mm.

8.2.1 Modellazione FEM lineare

Il portale con rete di rinforzo da 6 mm è stato modellato ed analizzato mediante il software FEM SAP2000 della *Computer & Structures*. La modellazione è stata eseguita mediante elementi piani (*Shell*); il materiale è stato considerato elastico lineare ed i vincoli alla base sono fissi. Le analisi numeriche condotte, di tipo lineare, sono state utili a valutare il valore teorico della rigidezza elastica iniziale.

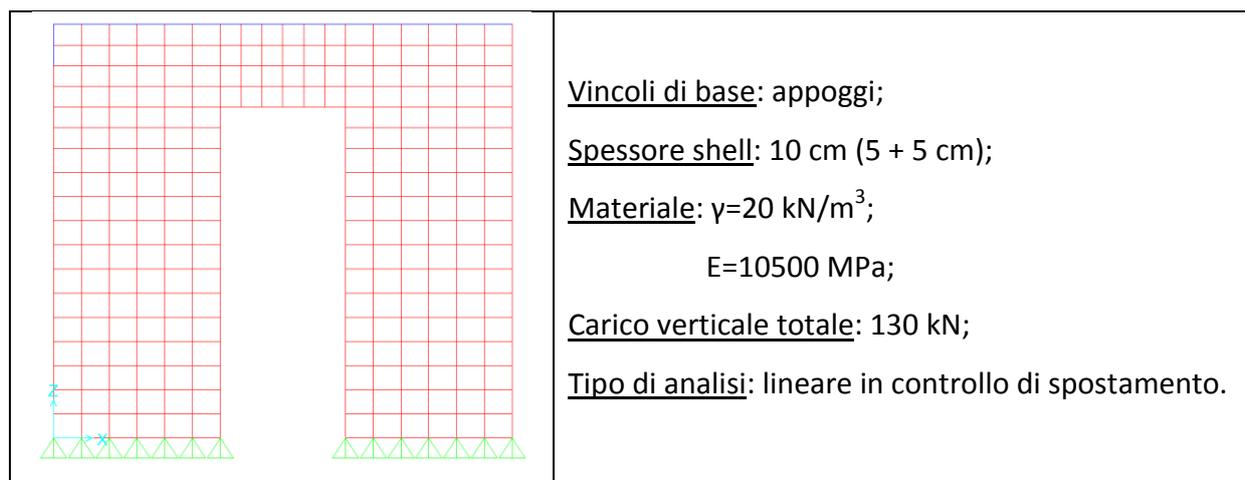


Figura 8-20 Modello FEM del portale con rete di diametro 6 mm.

Le shell che modellano le pareti sono di spessore 10 cm, pari alla somma dello spessore delle due pareti esterne (5+5 cm), hanno materiale con peso specifico $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e modulo di elasticità pari a 10500 MPa; non si è tenuto conto dell'armatura di rinforzo.

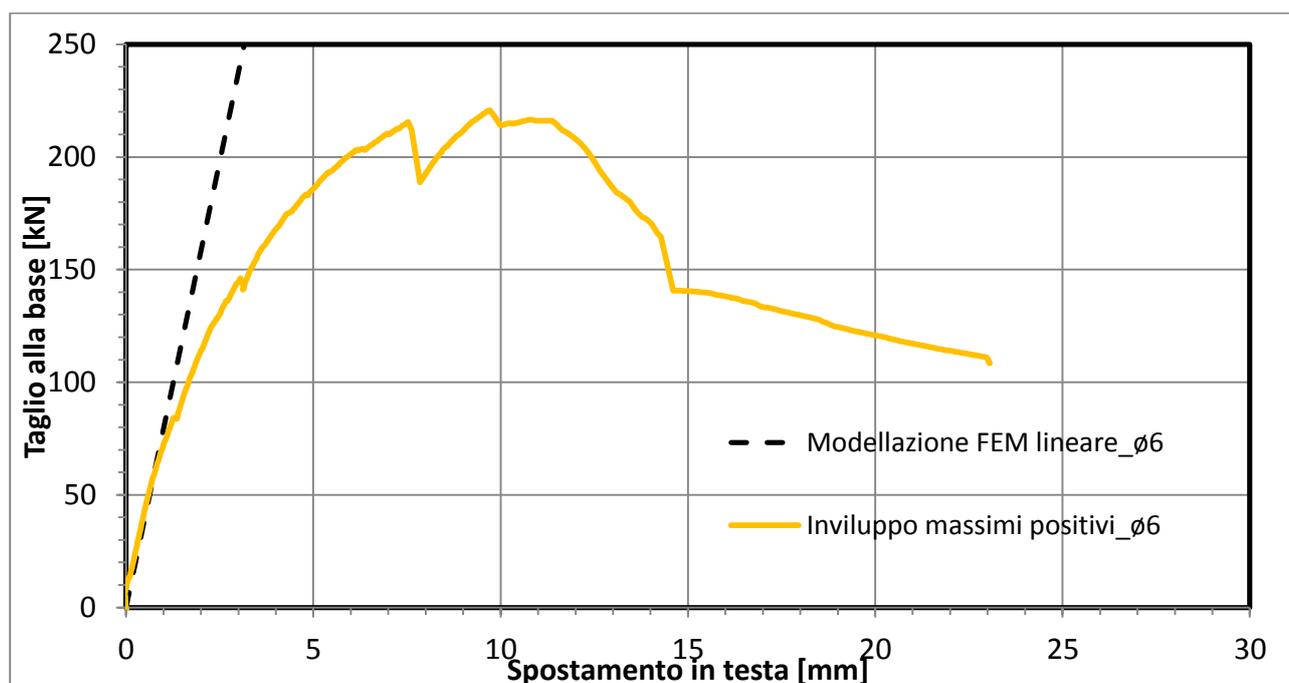


Figura 8-21 Diagramma Taglio-spostamento: confronto tra curva sperimentale e modello FEM lineare.



Il modello considerato è in grado di cogliere con buona approssimazione la pendenza iniziale della curva d'involuppo del diagramma ciclico sperimentale.

9 Considerazioni sul comportamento meccanico delle pareti

Le prove di laboratorio eseguite per la valutazione del comportamento meccanico dei pannelli sono state condizionate dalla significativa tolleranza geometrica, propria della tecnologia realizzativa, e meccanica; infatti, già dai risultati delle prove a flessione e compressione eseguite sui provini di betoncino si evidenzia una elevata dispersione dei valori delle resistenze meccaniche. Maggiore chiarezza sul comportamento strutturale di queste tipologie di pannelli e sulle differenze che hanno caratterizzato i provini armati con rete $\phi 3$ e quelli con rete $\phi 6$, può essere fatta solo a valle di una campagna sperimentale eseguita su un campione più numeroso ed, eventualmente, eseguendo delle prove anche su elementi senza armatura di rinforzo, in modo da poterne valutare l'efficacia.

Sulla base delle prove sperimentali eseguite, dall'elaborazione dei risultati ottenuti e da alcuni confronti tra questi ultimi e i modelli teorici, si traggono delle considerazioni in merito al comportamento meccanico nel piano e fuori dal piano del pannello.

9.1 Comportamento nel piano del pannello

Di seguito un confronto tra l'involuppo degli spostamenti massimi sperimentali nel quadrante positivo per i portali con rete di diametro 3 e 6 mm e i rispettivi modelli FEM lineari; le simulazioni numeriche eseguite in comportamento lineare modellano le pareti con elementi *shell* di spessore pari alla somma delle due paretine esterne del singolo pannello sandwich.

Dal confronto (Figura 9-1) è evidente come il portale armato con rete da 6 mm risponde con rigidità e carico massimo raggiunto maggiori rispetto a quello con rete $\phi 3$ mm, non tanto per la differenza di diametro della rete di rinforzo ma per la differenza in spessore totale delle pareti di betoncino. La prova effettuata è in controllo di spostamento con una storia di carico uguale per entrambe i provini, pertanto, la differenza di spostamento massimo esibito tra i due portali è da imputare allo sbandamento fuori dal piano di carico della parete con rete da 6 mm, con una componente dello spostamento totale imposto perpendicolare al piano della parete stessa.

Dal confronto tra le prove sperimentali eseguite sul singolo pannello e la relativa modellazione lineare si evince che, in merito al comportamento nel piano, la parete sandwich può essere schematizzata con buona approssimazione come un singolo elemento piano (*shell*) di spessore pari alla somma degli spessori delle singole pareti esterne, risultando la rigidezza iniziale sperimentale molto simile a quella ottenuta dalla simulazione numerica.

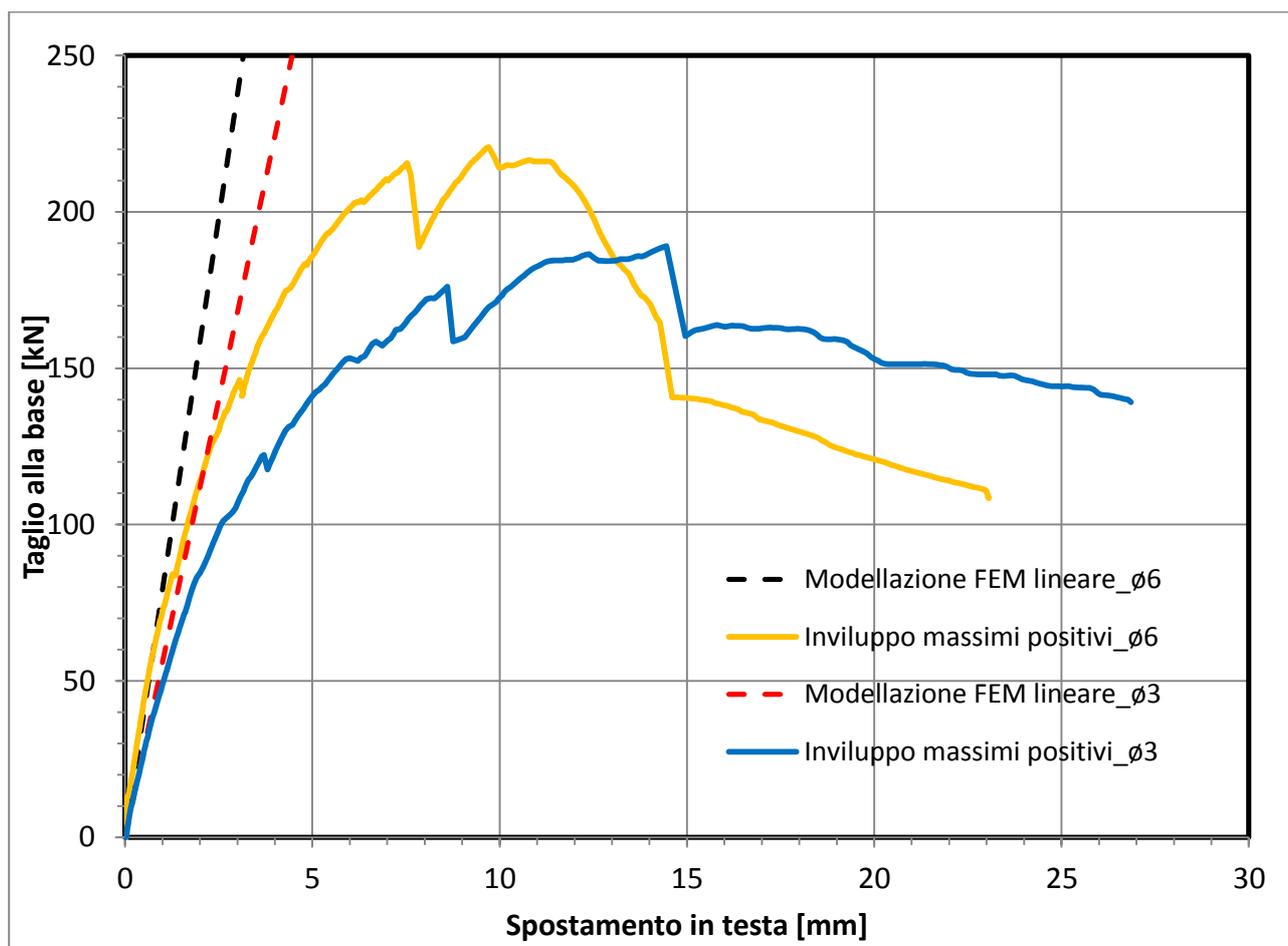


Figura 9-1 Confronto inviluppo positivi tra portale con rete di diametro 3 e 6 mm.

9.1 Comportamento fuori dal piano del pannello

Per stabilire il comportamento fuori piano del pannello sandwich si considerano le prove a compressione eccentrica sui pannelli di altezza tre metri ed i risultati teorici e sperimentali della prova su tavola vibrante.

In primo luogo, la prova statica su pannelli alti tre metri può essere interpretata con un modello teorico di trave doppiamente appoggiata con una coppia ad una estremità; l'intensità della coppia è pari al prodotto tra il carico assiale e l'eccentricità di applicazione dello stesso.

Consideriamo la prova di carico effettuata sul pannello armato con rete di rinforzo da 3 mm. Ipotizzando un carico assiale di 100 kN ed una eccentricità di 67,5 mm, la coppia agente è pari a $M=6750000$ Nmm.



Figura 9-2 Prova di compressione eccentrica su pannello con rete da 3 mm.

Le strumentazione di acquisizione degli spostamenti fuori piano durante la prova era montata in tre punti tra cui anche nella mezzeria del pannello; in tale sezione la freccia teorica per lo schema anzidetto vale:

$$v\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{ML^2}{16EJ}$$

dove:

$v\left(\frac{L}{2}\right)$ è la freccia in mezzeria del pannello;

M è la coppia applicata;

L è la luce del pannello;

E è il modulo di elasticità del betoncino;

J è l'inerzia fella sezione del pannello.

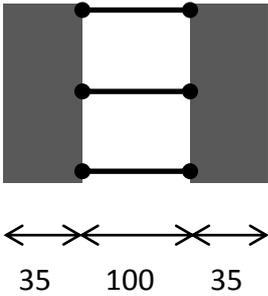
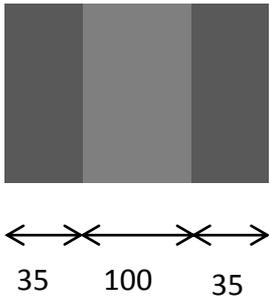
Al variare della capacità di accoppiamento delle paretine esterne in betoncino che il sistema sandwich riesce ad espletare, varia la freccia calcolata; in particolare, si sono ipotizzati tre possibili scenari di accoppiamento delle paretine:

- disaccoppiate (due paretine singole di spessore 35 mm ognuna);
- accoppiate non centrifugate (una singola parete di spessore pari alla somma dei singoli spessori, $35+35=70$ mm);

- accoppiate centrifugate (il sistema polistirene-connettori trasversali è capace di trasmettere gli sforzi di taglio tra le due pareti esterne).

Si ottengono tre valori della freccia teorica, riassunti nella seguente tabella:

Tabella 9-1 Valori della freccia teorica per i diversi gradi di accoppiamento delle pareti esterne.

Disaccoppiate	Accoppiate non centrifugate	Accoppiate centrifugate
		
$v\left(\frac{L}{2}\right) = 47,98 \text{ mm}$	$v\left(\frac{L}{2}\right) = 12,00 \text{ mm}$	$v\left(\frac{L}{2}\right) = 1,05 \text{ mm}$

Per una carico pari a 100 kN, nel caso sperimentale in compressione eccentrica, si è avuta una deformazione fuori piano nella mezzera del pannello pari a 2,35 mm. In considerazione del fatto che il modello teorico non tiene conto degli effetti del secondo ordine e delle imperfezioni di realizzazione del provino, il valore sperimentale risulta più prossimo all'ipotesi di pareti accoppiate centrifugate, discostandosi di molto rispetto alle frecce ottenute per le altre due condizioni di accoppiamento esaminate.

Come visto nei paragrafi dedicati alle prove dinamiche su tavola vibrante, le frequenze di vibrazione naturale del provino in fase sperimentale sono ben approssimate dal modello teorico basato sull'ipotesi di comportamento fuori piano delle pareti modellate come accoppiate e centrifugate.

Pertanto, sulla scorta delle osservazioni fatte, dal punto di vista del comportamento fuori piano il pannello Concrewall testato può essere modellato come una parete di inerzia calcolata di sistema perfettamente accoppiato e centrifugato dallo spessore del polistirene. Tale assunzione dovrà essere comunque confermata ed avvalorata da una campagna sperimentale più ampia di quella eseguita e descritta nel presente documento, con un numero di campioni statisticamente più significativo.



10 Prove su tavola vibrante

I test dinamici sono stati programmati, compatibilmente con le prestazioni dell'impianto delle tavole vibranti, per valutare il comportamento dinamico della tipologia costruttiva in oggetto a conferma di quello già analizzato mediante i test statici. In particolare, in virtù delle caratteristiche dinamiche del provino valutate analiticamente e tarate sui test statici precedentemente eseguiti, i test dinamici sono stati svolti con l'obiettivo di effettuare l'identificazione dinamica del provino e di verificare, anche sotto elevate accelerazioni, i sistemi di connessione tra i vari elementi ed eventuali danni alle finiture ed elementi secondari.

10.1 Modello geometrico

Per tener conto di queste caratteristiche è stata realizzata una struttura ad un piano in scala reale con pianta quadrata di lato pari a 2.9 m ed altezza pari a 3.0 m (fondazione esclusa) realizzata utilizzando pannelli sandwich con rete $\Phi 3$ per gli elementi verticali, rispettando la descrizione del Capitolo 2; il solaio è stato realizzato mediante pannello con rete $\Phi 3$ in cui l'intradosso è stato realizzato in betoncino spruzzato dello spessore medio di 30 mm e l'estradosso è stato realizzato con calcestruzzo ordinario dello spessore medio di 50 mm. Le pareti disposte parallelamente alla direzione X sono dotate di un'apertura avente le stesse dimensioni mentre in direzione Y sono presenti una parete priva di aperture ed una parete con un'apertura di dimensioni importanti. Per effetto di tale disposizione delle pareti si registra un'eccentricità del baricentro delle rigidezze lungo la direzione X.

La fondazione della struttura è costituita da quattro travi in c.a. con sezione rettangolare 0.32 m x 0.40 m di lunghezza pari a 2.90 m.

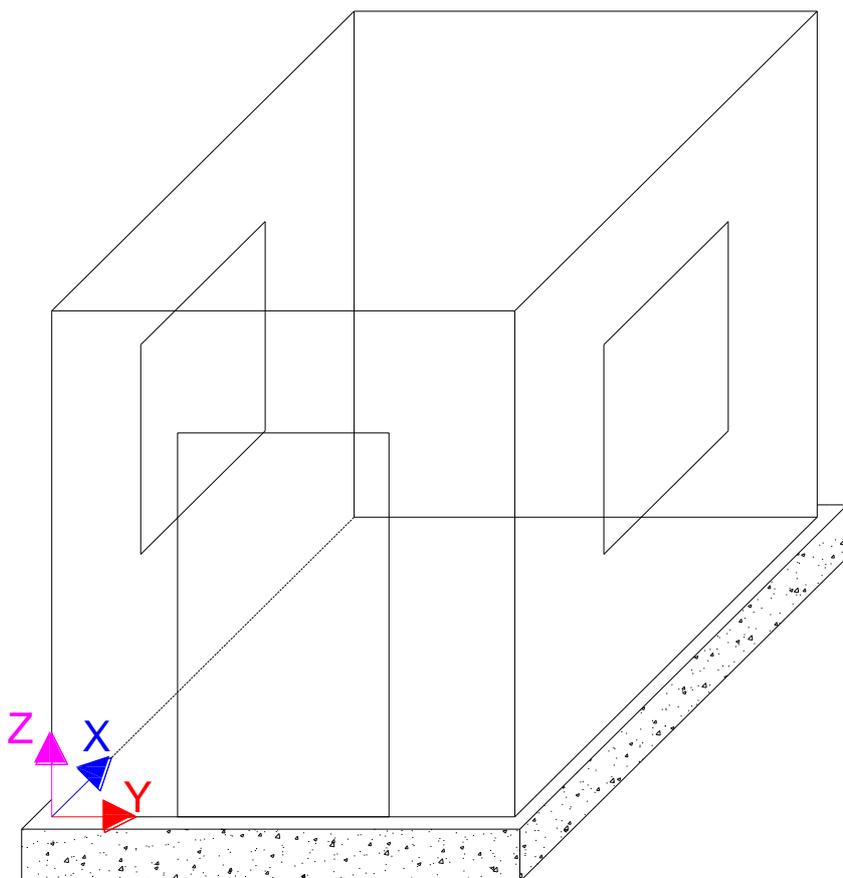


Figura 10.1 Modello geometrico



10.2 Analisi dei carichi e pesi della struttura

Il peso complessivo della struttura è pari a 80.8 kN e l'analisi dei carichi del provino è sintetizzata in Tabella 10-1.

	B	L	h	B _{vuoto}	H _{vuoto}	γ	Peso
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN]
fondazione	2.9	2.9	0.32	2.1	2.1	25	32
	B	H	s	B _{vuoto}	H _{vuoto}	γ	Peso
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN]
pannello 1	2.7	2.8	0.07	0	0	20	10.6
pannello 2	2.7	2.8	0.07	1	1.2	20	8.9
pannello 3	2.7	2.8	0.07	1.2	2.2	20	6.9
pannello 4	2.7	2.8	0.07	1	1.2	20	8.9
solaio (intradosso)	2.7	2.7	0.03	0	0	20	4.4
solaio (estradosso)	2.7	2.7	0.05	0	0	25	9.1
						tot [kN]	48.8
						Fondazione + Casetta [kN]	80.8

Tabella 10-1 Analisi dei carichi

Oltre al peso proprio della struttura sono stati aggiunti dei carichi in corrispondenza del solaio.

	H	B	L	Peso unitario		Peso
	[m]	[m]	[m]			[kN/m ²]
G2	massetto	0.05	1	1	15 kN/m ³	0.75
	pavimento	-	-	-	0.2 kN/m ²	0.2
	intonaco	0.02	1	1	20 kN/m ³	0.4
G1	concrewall solaio	0.03	1	1	20 kN/m ³	0.6
		0.05	1	1	25 kN/m ³	1.25
				TOTALE (G1+G2)		3.20

Il carico G2 (permanenti non strutturali) equivale a 1.35 kN/m².

La combinazione dei carichi verticali considerata per il test su tavola è la seguente:

$$G1 + G2 + \psi \cdot Q, \text{ con } \psi = 0.3 \text{ (per civile abitazione).}$$

Considerando un carico variabile Q_k pari a 2 kN/m², la massa aggiuntiva è data dalla somma di G2 e di $\psi \cdot Q$, ottenendo un carico di 1.95 kN/m²; poiché l'area del solaio è pari a $A_s = 2.7 \cdot 2.7 = 7.28 \text{ m}^2$, si necessita di una massa totale di 14.2 kN.

Per la realizzazione di tale massa si è scelto di costruire 9 piastre in calcestruzzo non armato dalle dimensioni di 80x80x11 cm. Ogni piastra è stata fissata all'estradosso del solaio mediante una barra filettata passante, piastre e dadi.

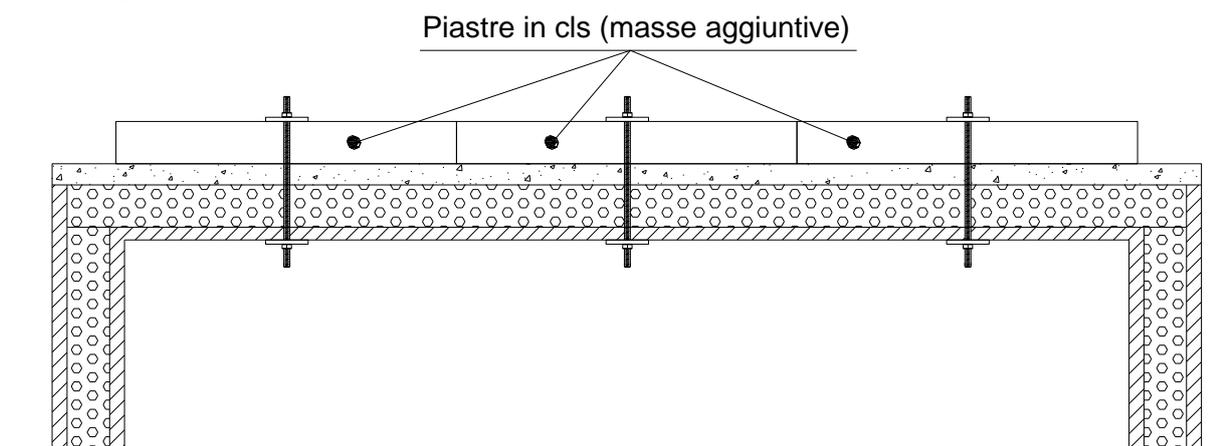


Figura 10.2 Schema di fissaggio della massa aggiuntiva al solaio

10.3 Modellazione FEM lineare

La struttura realizzata con pannelli con rete di rinforzo da 3 mm è stata modellata ed analizzata mediante il software FEM SAP2000 della *Computer & Structures*. La modellazione è stata eseguita mediante elementi piani (*Shell*); il materiale è stato considerato elastico lineare ed i vincoli alla base sono fissi.

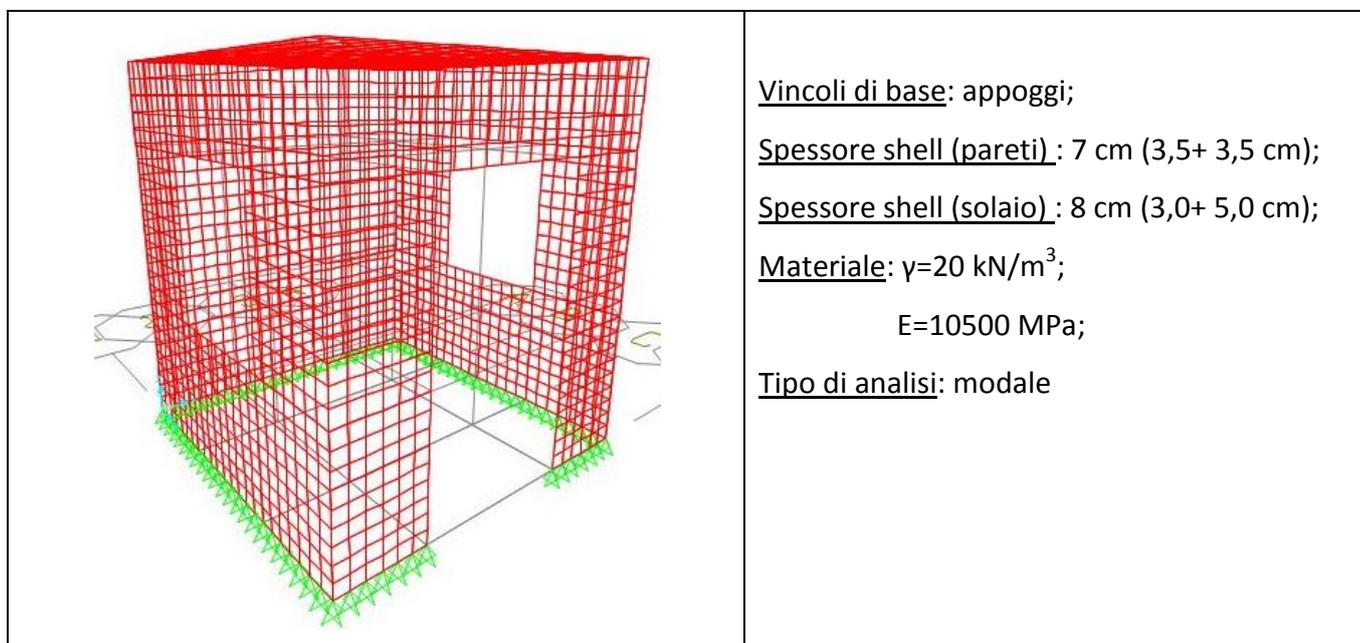


Figura 10.3 Modello FEM del portale con rete di diametro 3 mm.

Gli elementi "shell" che modellano le pareti sono di spessore 7 cm, pari alla somma dello spessore delle due pareti esterne (3.5+3.5 cm), hanno materiale con peso specifico $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e modulo di elasticità pari a 10500 MPa; non si è tenuto conto dell'armatura di rinforzo. Per tener conto



della centrifugazione delle due pareti esterne si è adottato un moltiplicatore delle inerzie pari ad 11,4.

Gli elementi "shell" che modellano il solaio sono di spessore 8 cm, pari alla somma dello spessore dell'intradosso (3.0 cm) ed estradosso (5.0 cm), hanno materiale con peso specifico $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e modulo di elasticità pari a 10500 MPa; non si è tenuto conto dell'armatura di rinforzo.

Modo	Direzione	Periodo	Frequenza	Massa partecipante
		[sec]	[Hz]	[%]
1	Y	0.033	30.5	71
2	X	0.031	32.7	77

Tabella 10-2 Frequenze fondamentali del sistema ottenute con SAP 2000

10.4 Apparecchiatura di prova e strumentazione

Per eseguire la prova è stata utilizzata una delle due tavole vibranti presenti nel laboratorio del Dipartimento di Strutture per Ingegneria e Architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. La piattaforma superiore della tavola vibrante ha pianta quadrata di dimensioni 3 m x 3 m; ogni tavola vibrante possiede due gradi di libertà e per ognuno di essi vi è un attuatore. Gli attuatori sono azionati mediante un sistema idraulico costituito da 6 pompe per una capacità massima di 3000 l/min. Il massimo payload di ogni tavola è pari a 20 ton, l'accelerazione massima è pari ad 1 g, la massima velocità uguale a 1 m/sec ed uno spostamento totale pari a 500 mm (250 mm per lato). Per le prove su tavola vibrante sono stati installati dispositivi laser per la misurazione di spostamenti, accelerometri triassiali e trasduttori di spostamento di tipo induttivo. Sono stati utilizzati 7 dispositivi laser del tipo Wenglor CP35MHT80 caratterizzati da una elevata risoluzione (50 μm) ed il valore della misurazione non risente della tipologia di materiale, colore e luminosità. Per l'installazione di tali dispositivi si è fatto ricorso ad una struttura esterna fissa che non risente degli spostamenti indotti dalla tavola vibrante.

Per misurare le accelerazioni lungo le due direzioni sono stati utilizzati sei accelerometri triassiali tipo PCB356A17. Il sensore ha dimensioni pari a 14x20,3x14 mm; il range di misurazione delle accelerazioni è pari a $\pm 10g$ mentre il range di frequenza è pari a 0.5-3000Hz ed è caratterizzato da una frequenza di risonanza $\geq 14\text{kHz}$.

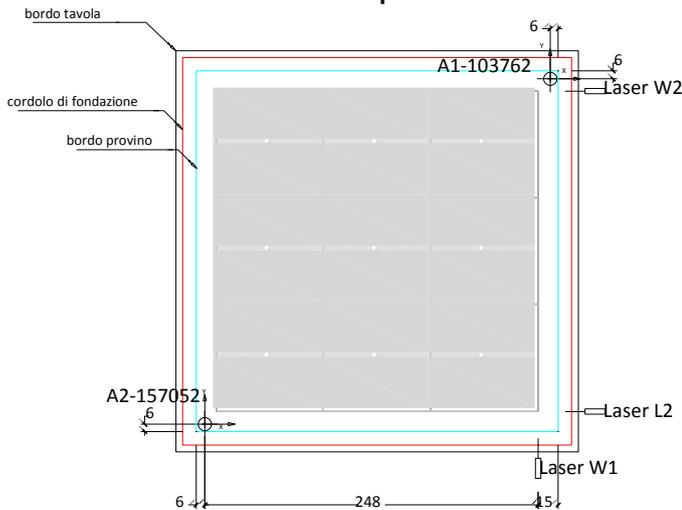
Per misurare piccoli spostamenti (verticali) alla base della struttura sono stati installati 8 trasduttori di spostamento induttivo, noti anche come LVDT (Linear Variable Displacement Transducer). Sono stati utilizzati trasduttori di spostamento HBM della serie WA che sono



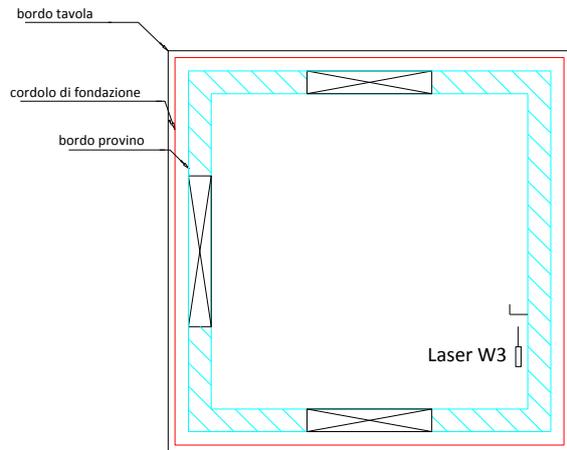
particolarmente adatti per l'impiego in tutti quei casi in cui sono richieste grande robustezza e precisione; in particolare è stata utilizzata la versione a palpatore che si distingue per l'eccellente risoluzione e l'accurata riproducibilità. Sono stati utilizzati trasduttori di spostamento con diversi valori di corsa nominale pari a 25 e 50 mm.



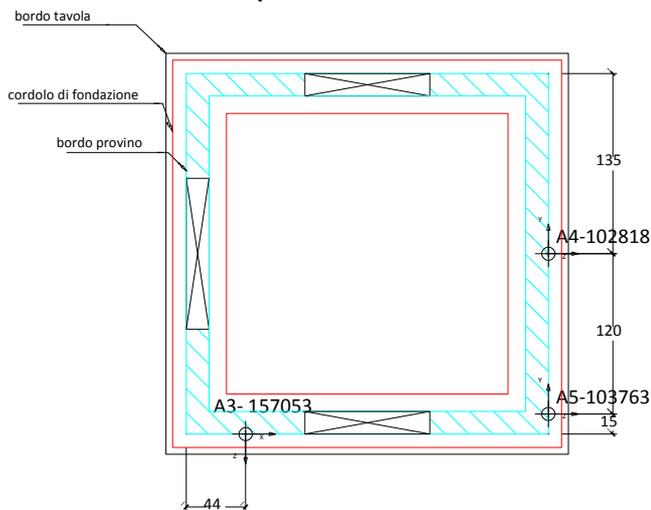
Pianta Copertura



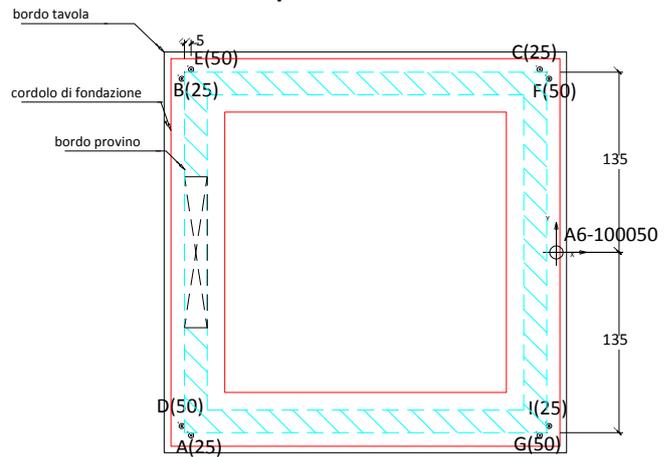
Pianta quota intradosso solaio



Pianta quota 1,5 m dal cordolo



Pianta quota 0,0 dal cordolo



Pianta quota metà cordolo

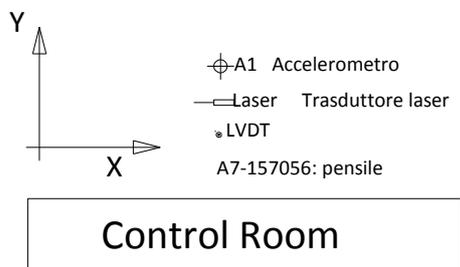
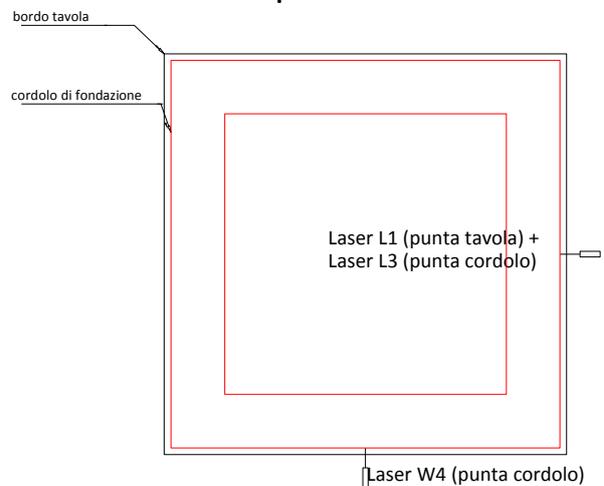


Figura 10.4 Layout strumentazione



10.5 Matrice delle prove eseguite

Le prove su tavola vibrante sono state eseguite nei giorni 29/10/2015 e 20/11/2015; in particolare il giorno 20/11 è stato testato il provino con le finiture (è stata applicata una rasatura di finitura sia internamente sia esternamente; sono state installate delle piastrelle a tutta altezza lungo due pareti ed è stato altresì installato un mobiletto per evidenziare l'assenza di danni agli elementi non strutturali). Il piano completo di prova è illustrato in Tabella 10-3.

Data	n°	ID PROVA	Tipologia	Direzione
Giovedì 29/10/2015 TEST _S1	1	RND1	RANDOM Acceleration	X
	2	RND2	RANDOM Acceleration	X
	3	RND3	RANDOM Acceleration	Y
	4	RND4	RANDOM Acceleration	Y
	5	RND5	RANDOM Acceleration	X
	6	RND6	RANDOM Acceleration	Y
	7	TH1	Artificial Acceleration (PGA = 0.47 m/sec ²)	XY
	8	TH2	Artificial Acceleration (PGA = 0.87 m/sec ²)	XY
	9	TH3	Artificial Acceleration (PGA = 1.43 m/sec ²)	XY
	10	TH4	Artificial Acceleration (PGA = 2.16 m/sec ²)	XY
	11	TH5	Artificial Acceleration (PGA = 4.36 m/sec ²)	XY
	12	TH6	Artificial Acceleration (PGA = 6.10 m/sec ²)	XY
	13	TH7	Artificial Acceleration (PGA = 7.29 m/sec ²)	XY
	14	TH8	Artificial Acceleration (PGA = 7.50 m/sec ²)	XY
	15	TH9	Artificial Acceleration (PGA = 9.28 m/sec ²)	XY
	16	TH10	Artificial Acceleration (PGA = 9.98 m/sec ²)	XY
	17	RND7	RANDOM Acceleration	X
	18	RND8	RANDOM Acceleration	Y
	19	TH11	Artificial Acceleration (PGA = 12.35 m/sec ²)	XY
	20	TH12	Artificial Acceleration (PGA = 13.74 m/sec ²)	XY
Data	n°	ID PROVA	Tipologia	Direzione
Venerdì 20/11/2015 TEST _S2	1	RND1	RANDOM Acceleration	Y
	2	RND2	RANDOM Acceleration	X
	3	TH1	Artificial Acceleration (PGA = 3.61 m/sec ²)	XY
	4	TH2	Artificial Acceleration (PGA = 5.37 m/sec ²)	XY
	5	TH3	Artificial Acceleration (PGA = 8.84 m/sec ²)	XY
	6	TH4	Artificial Acceleration (PGA = 12.32 m/sec ²)	XY

Tabella 10-3 Matrice delle prove eseguite

10.6 Input sismico

La massa della struttura di bassa entità (circa 6 ton) unita all'elevata rigidità fanno sì che la struttura sia caratterizzata da una frequenza fondamentale elevata, pari a circa 30Hz. Tale frequenza è confermata dal modello numerico e dall'identificazione dinamica sperimentale dell'intero sistema eseguita nei giorni precedenti ai test. Ciò ha fatto sì che l'input sismico da



applicare non fosse naturale ma artificiale. Gli input sismici di riferimento sono stati ricavati dalle registrazioni accelerometriche reali dell'evento sismico dell'Irpinia del 1980 (stazione di Calitri) nelle componenti Est-Ovest e Nord-Sud opportunamente modificati per tener conto dell'elevata frequenza fondamentale del sistema; tali accelerogrammi ci consentono di valutare il comportamento della struttura per effetto di successive accelerazioni di elevata intensità. L'input sismico di riferimento è stato scalato a livelli di intensità progressivamente crescenti a partire da una PGA pari a 0.5 m/sec^2 fino a valori della stessa di circa 14 m/sec^2 .

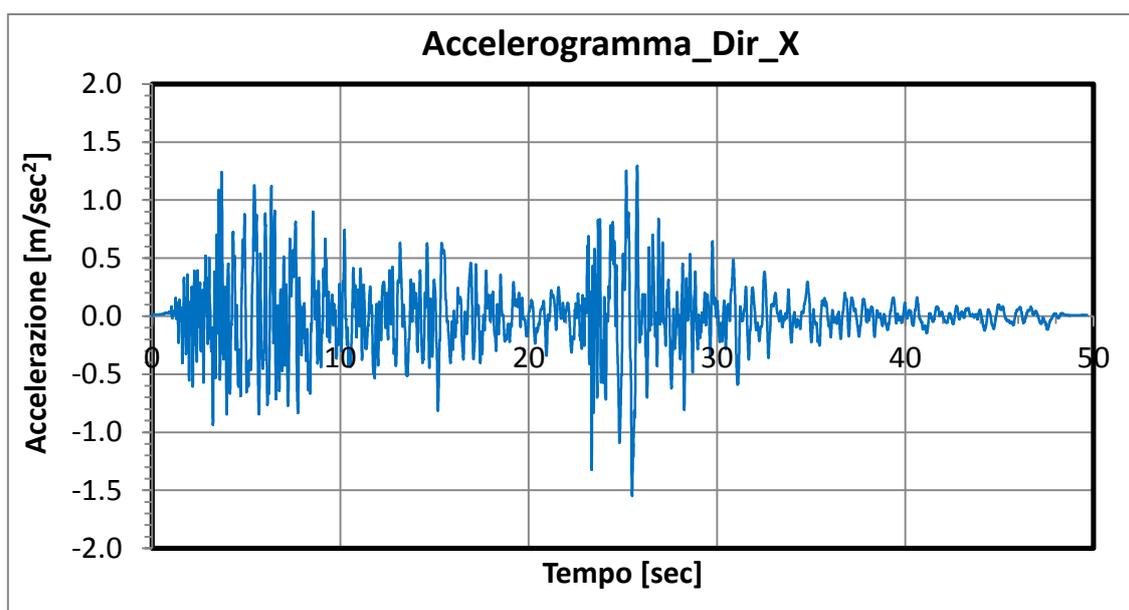


Figura 10.5 Accelerogramma in direzione X

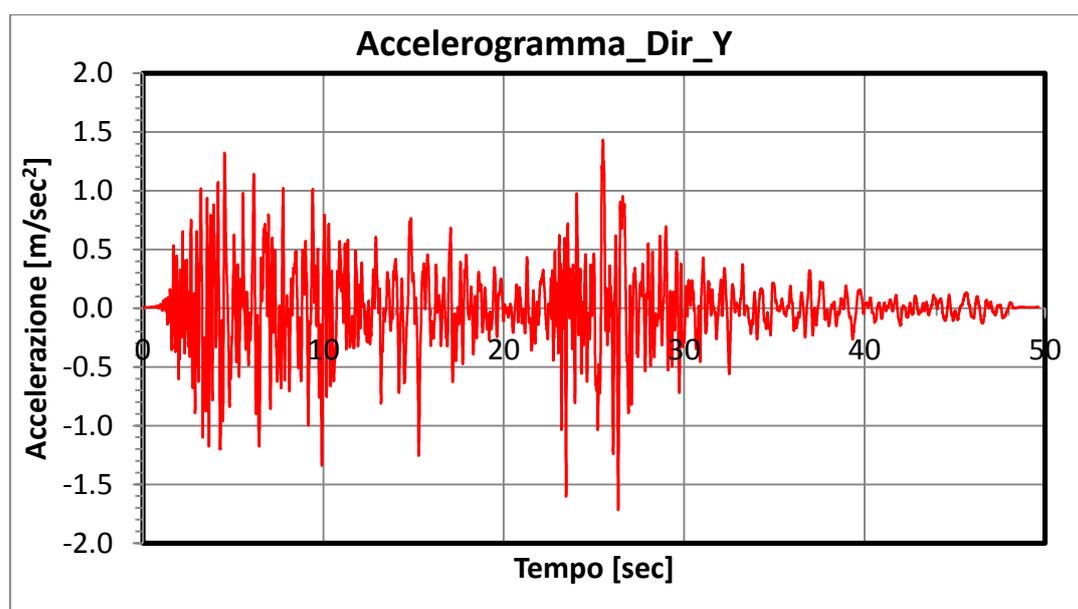


Figura 10.6 Accelerogramma in direzione Y



Per l'identificazione dinamica della struttura , ossia per valutare la frequenza propria della struttura, l'intero sistema è stato sottoposto ad accelerazioni random caratterizzate da un range di contenuto in frequenza molto ampio.

Per l'identificazione dinamica della struttura, oltre all'approccio analitico è stato utilizzato un approccio sperimentale: partendo dalla misura dell'input dinamico sulla struttura e della risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e si stimano, a partire da esse, le frequenze proprie della struttura.

Il comportamento dinamico della struttura dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche (masse, rigidzze, smorzamenti, grado di vincolo...) e pertanto, se non intervengono modificazioni interne al sistema (come, per esempio, variazioni del grado di vincolo o danni strutturali) il comportamento della struttura rimane inalterato; in caso contrario si noterà una variazione delle frequenze e dei modi propri di vibrare. Inoltre, l'identificazione strutturale è una tecnica non distruttiva.

Mediante la procedura EMA (Experimental Modal Analysis) e ragionando nel dominio delle frequenze sono state determinate le frequenze proprie del sistema sfruttando la trasformazione funzionale nota come "trasformata di Fourier".

La funzione di risposta in frequenza (FRF) è esprimibile come rapporto tra la trasformata di Fourier di output e quella di input.

L'eccitazione in ingresso alla struttura è stata opportunamente controllata per evitare che la struttura vada in campo plastico contraddicendo, così, l'ipotesi fondamentale di linearità e stazionarietà del sistema.

Gli input random sono stati generati mediante il software Labview e si è giunti a valori di PGA pari a 0.7 m/s^2 ed una durata del segnale di 60 secondi. L'acquisizione dei dati è stata eseguita mediante accelerometri triassiali. Acquisito il segnale, prima di passare all'elaborazione sono stati effettuati alcuni controlli e trattamenti preliminari: in particolare, è stata verificata la presenza di trend anomali e, soprattutto, è stato verificato l'assenza di scorrimento tra la trave di fondazione e la tavola vibrante.

10.7 I risultati delle prove su tavola vibrante

Per l'analisi dei risultati delle prove su tavole vibranti si analizza la TH4 del 29/10 in cui si registra una PGA alla base pari a 2.16 m/sec^2 ; tale time history è confrontabile con la TH1 del 20/11 e

dall'analisi dei dati si evidenziano gli stessi risultati. A valle delle prove dinamiche su tavola vibrante sono stati ottenuti i risultati in termini di:

- spostamenti;
- rotazioni alla base;
- accelerogrammi registrati dagli accelerometri posti sulla tavola vibrante, sulla fondazione e sulla struttura;
- frequenze

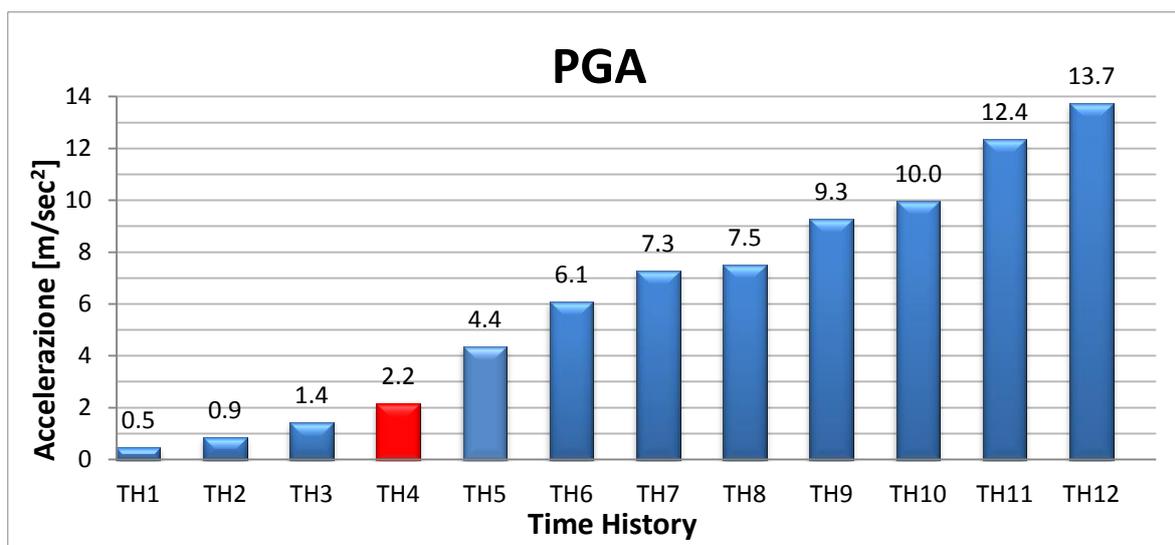


Tabella 10-4 PGA per le diverse Time History

Il laser W3 (vedi Figura 10.4) installato all'intradosso del solaio evidenzia l'assenza di scorrimento tra il solaio e le pareti.

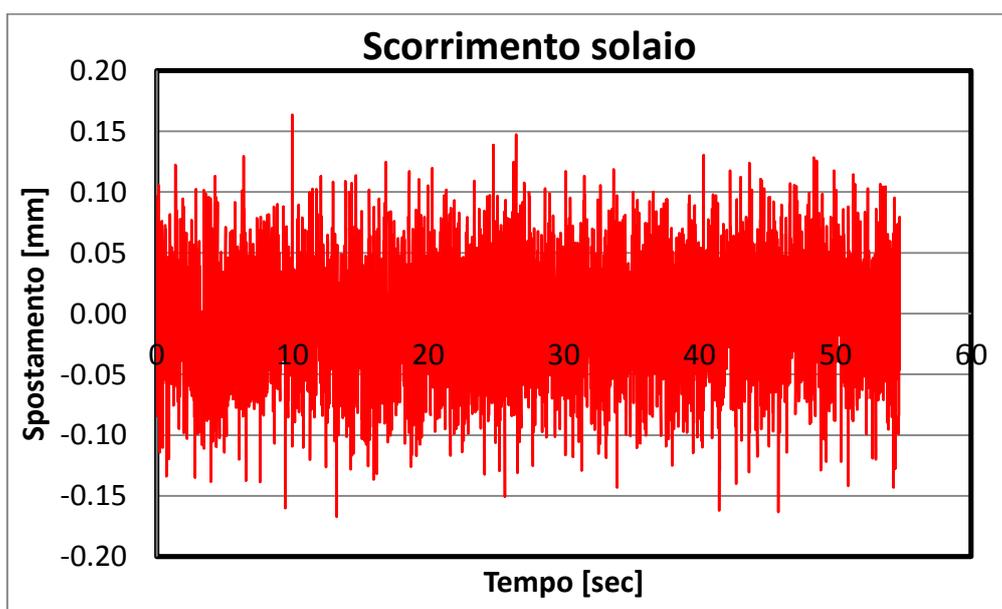


Figura 10.7 Scorrimento solaio

Nonostante le elevate accelerazioni applicate alla struttura lungo le due direzioni non si registra una rotazione significativa in testa; si registra una differenza di spostamento in testa massima pari ad 1.5 mm.

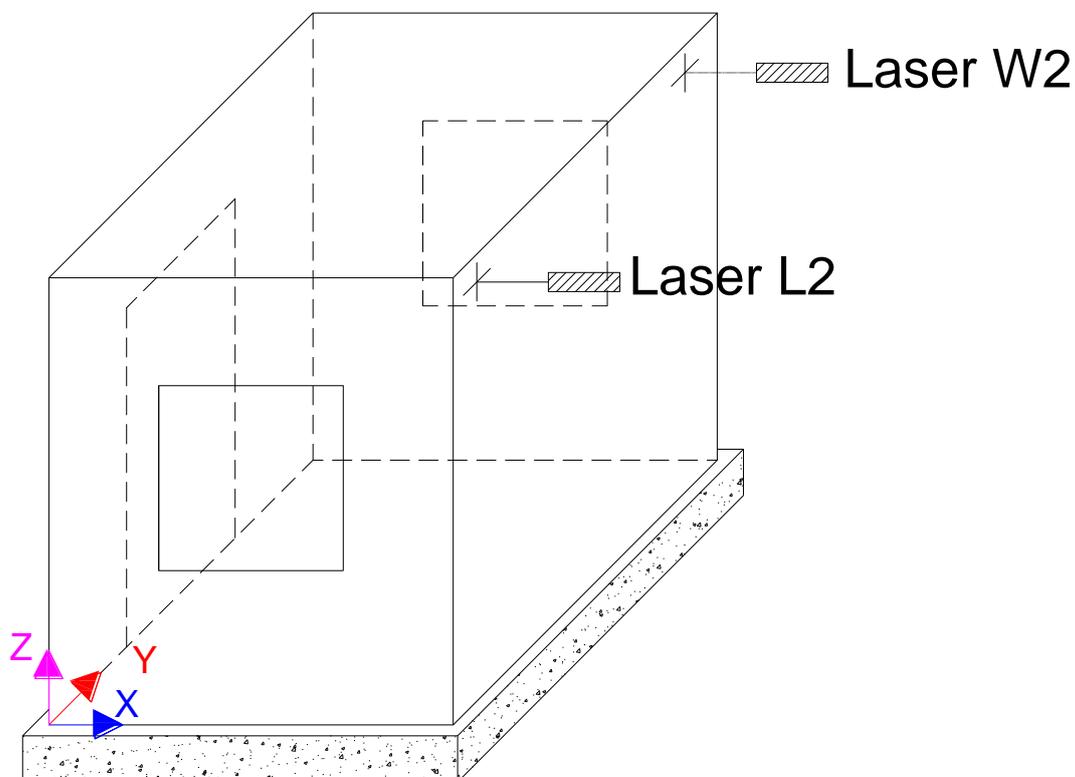
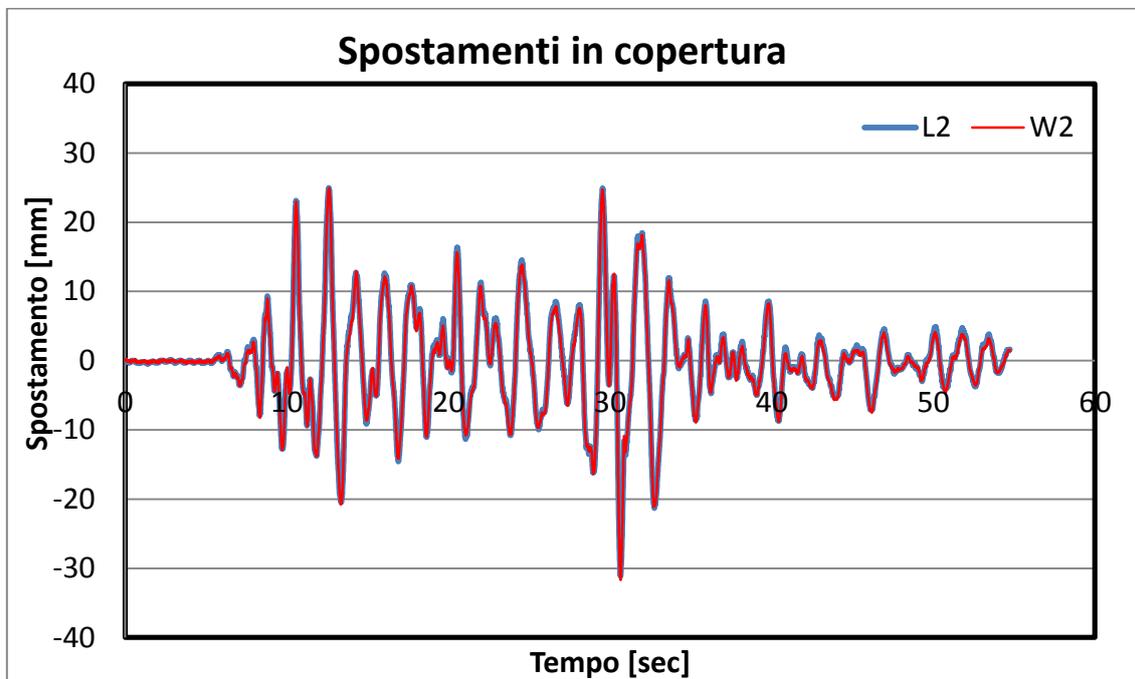


Figura 10.8 Spostamenti in copertura

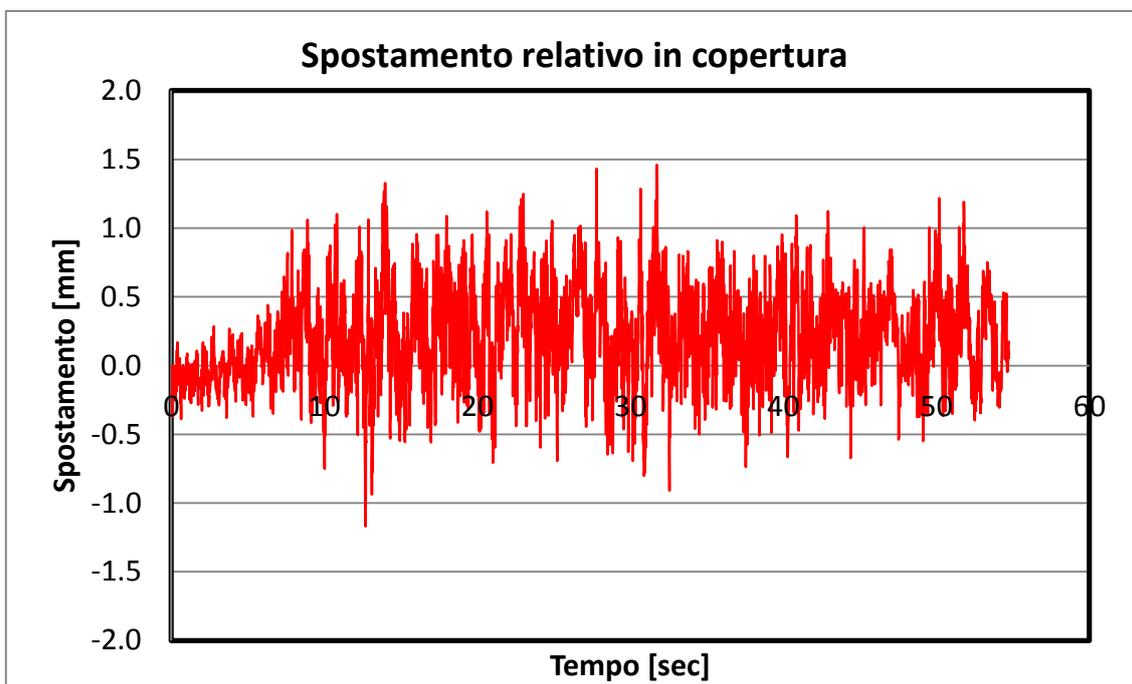


Figura 10.9 Spostamento relativo in copertura

Non si ha scorrimento tra la tavola vibrante ed il cordolo di fondazione: si registra una differenza di spostamento pari a 0.8 mm (Figura 10.11).

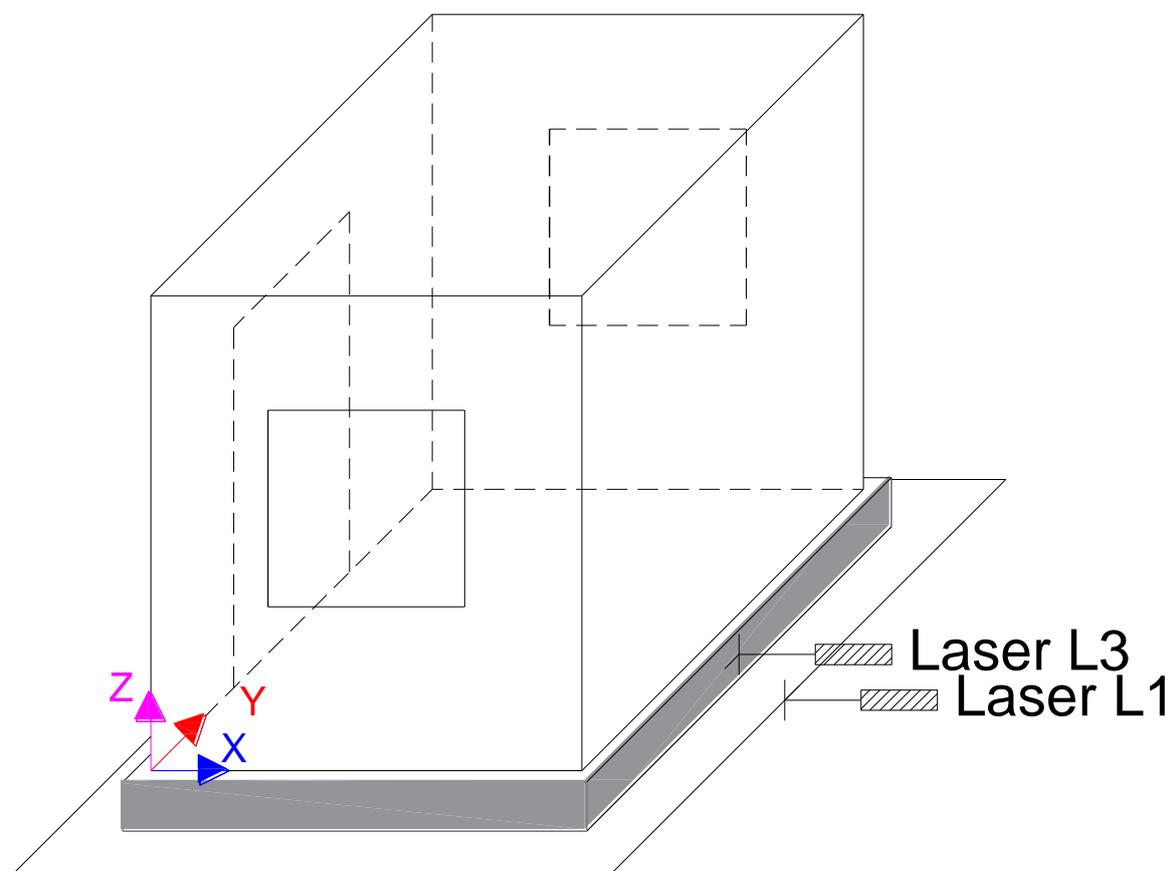
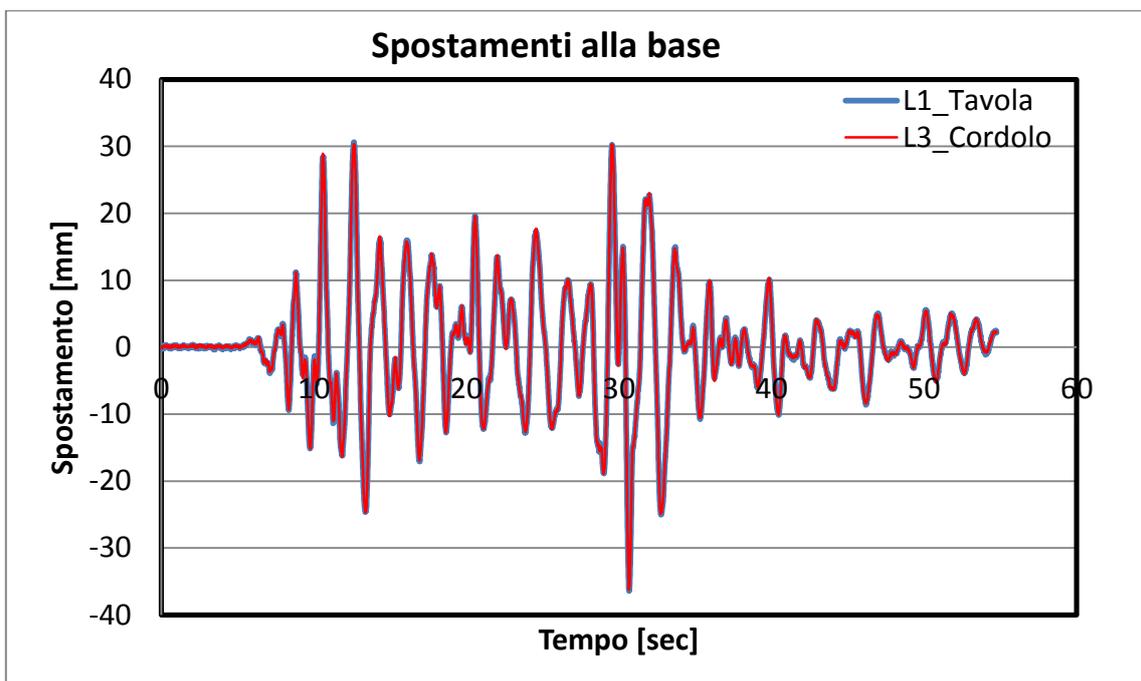


Figura 10.10 Spostamenti alla base (Laser)

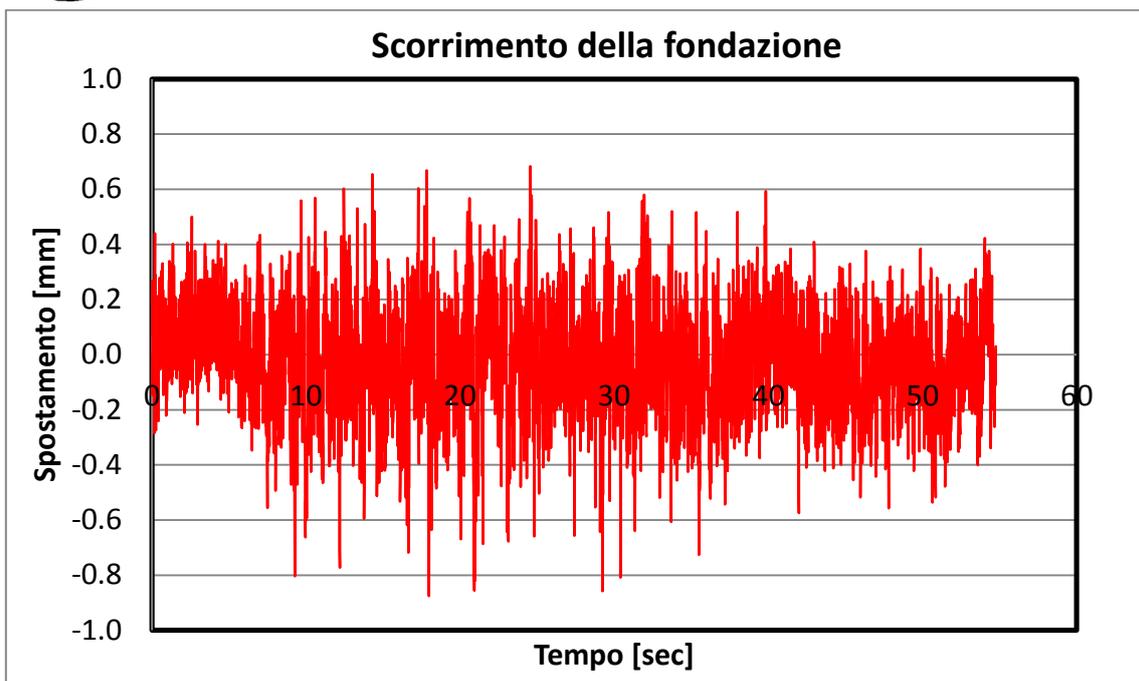
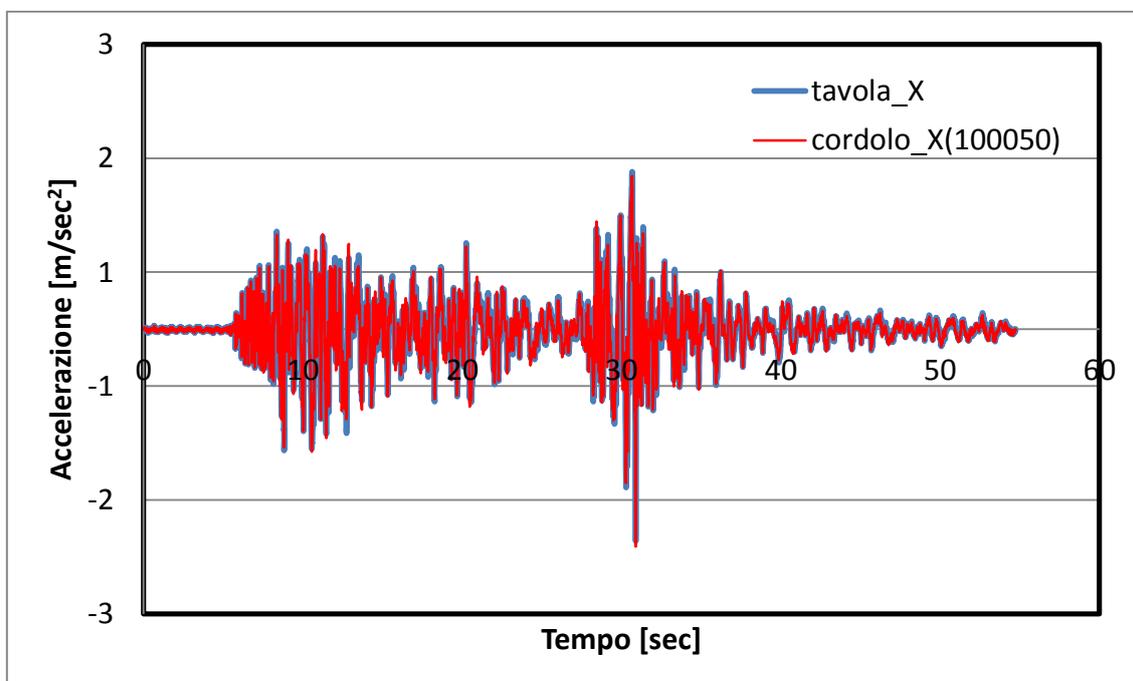


Figura 10.11 Scorrimento della fondazione

L'assenza di scorrimento tra la tavola vibrante ed il cordolo di fondazione in entrambi le direzioni è confermata anche dal confronto tra le registrazioni accelerometriche degli strumenti installati sulla tavola vibrante ed in corrispondenza del cordolo; la massima differenza di accelerazioni rilevata in entrambi le direzioni è pari a 0.2 m/sec^2 .



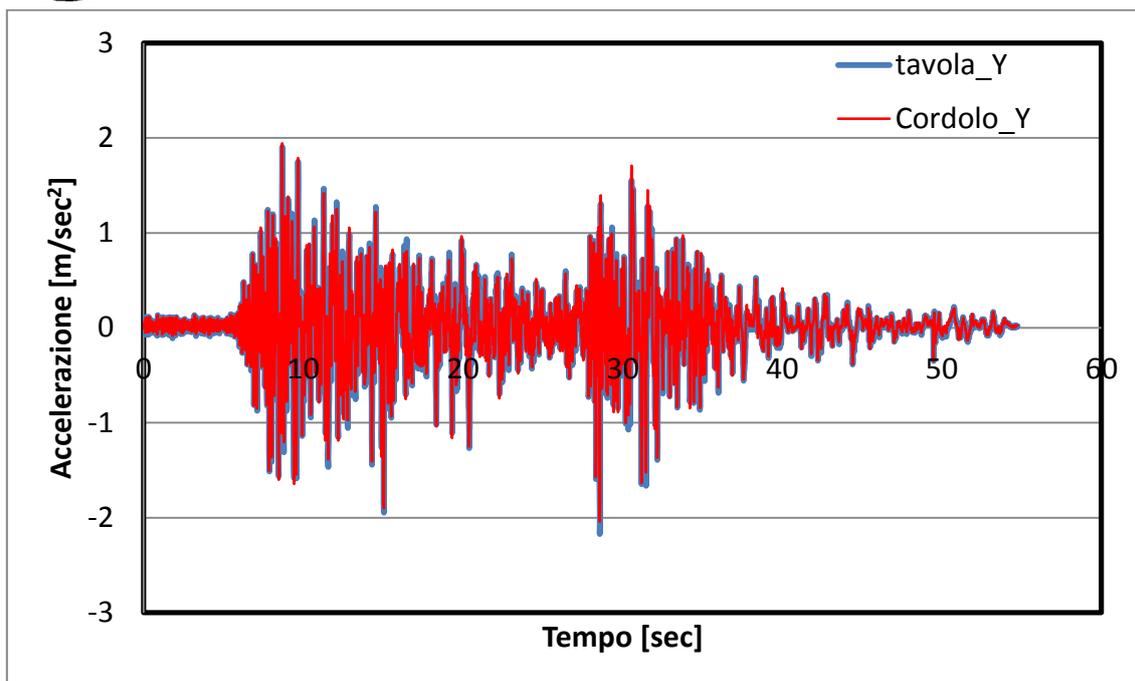


Figura 10.12 Scorrimento fondazione (Accelerometri)

Lo spostamento relativo tra la testa e la base della struttura è pari a 2.1 mm in direzione X e 2.9 mm in direzione Y; il massimo drift è pari a circa l'1‰.

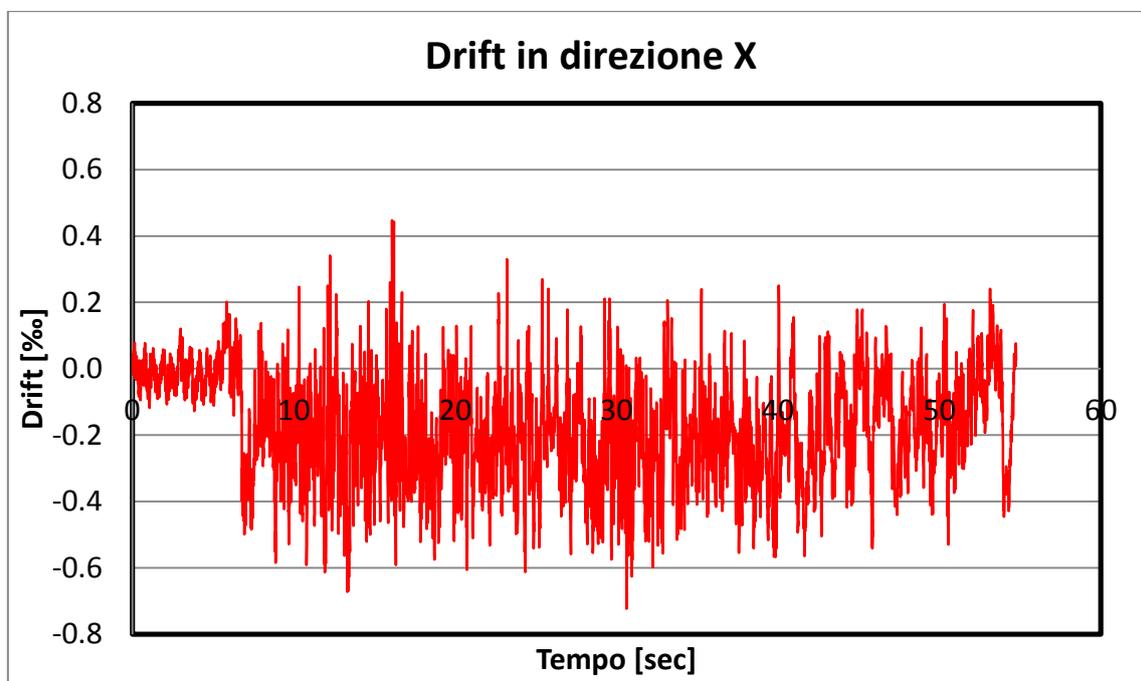


Figura 10.13 Drift in direzione X

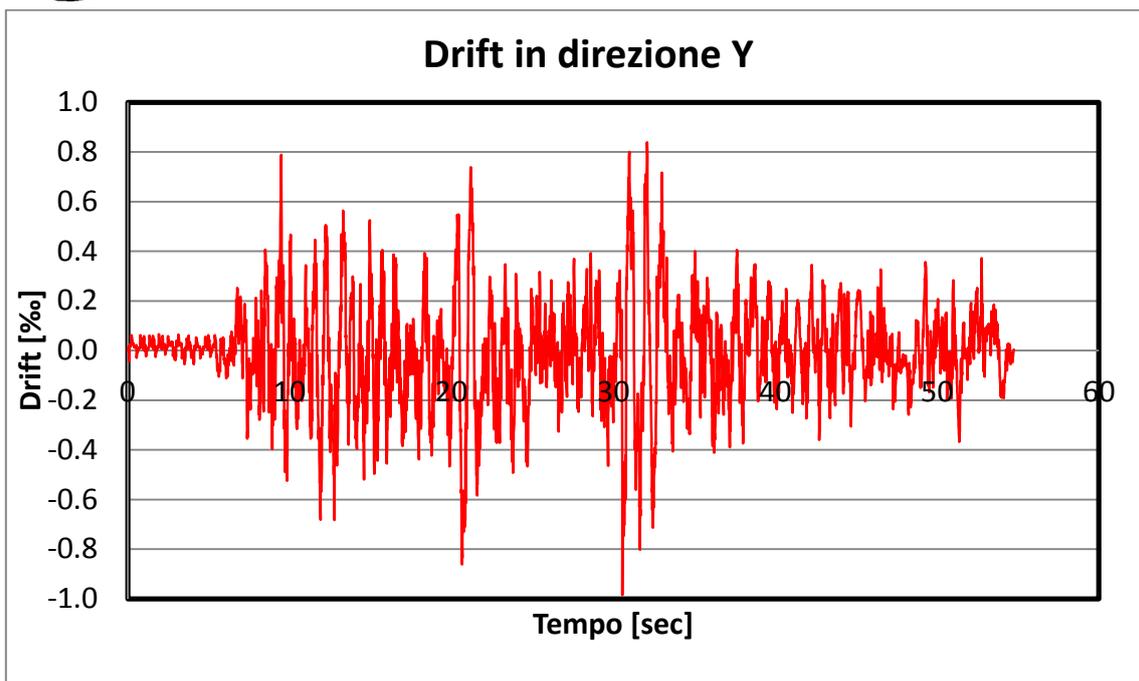


Figura 10.14 Drift in direzione Y

Il massimo spostamento verticale, letto dagli LVDT, è pari a 0.006 mm; tale misurazione evidenzia come tutte le pareti non hanno subito alcuna rotazione e quindi anche il corretto funzionamento del sistema di ancoraggio tra la pareti e l'elemento di fondazione.

Per valutare l'amplificazione dinamica si analizzano le registrazioni accelerometriche degli strumenti posti a diverse quote; a testimonianza dell'elevata rigidità della struttura si evidenzia un'amplificazione dinamica del solo 10% tra la base e la copertura della struttura. La Figura 10.15 mostra l'amplificazione dinamica per la TH oggetto di indagine mentre la Tabella 10-5 evidenzia in maniera sintetica l'amplificazione dinamica per tutte le time history.

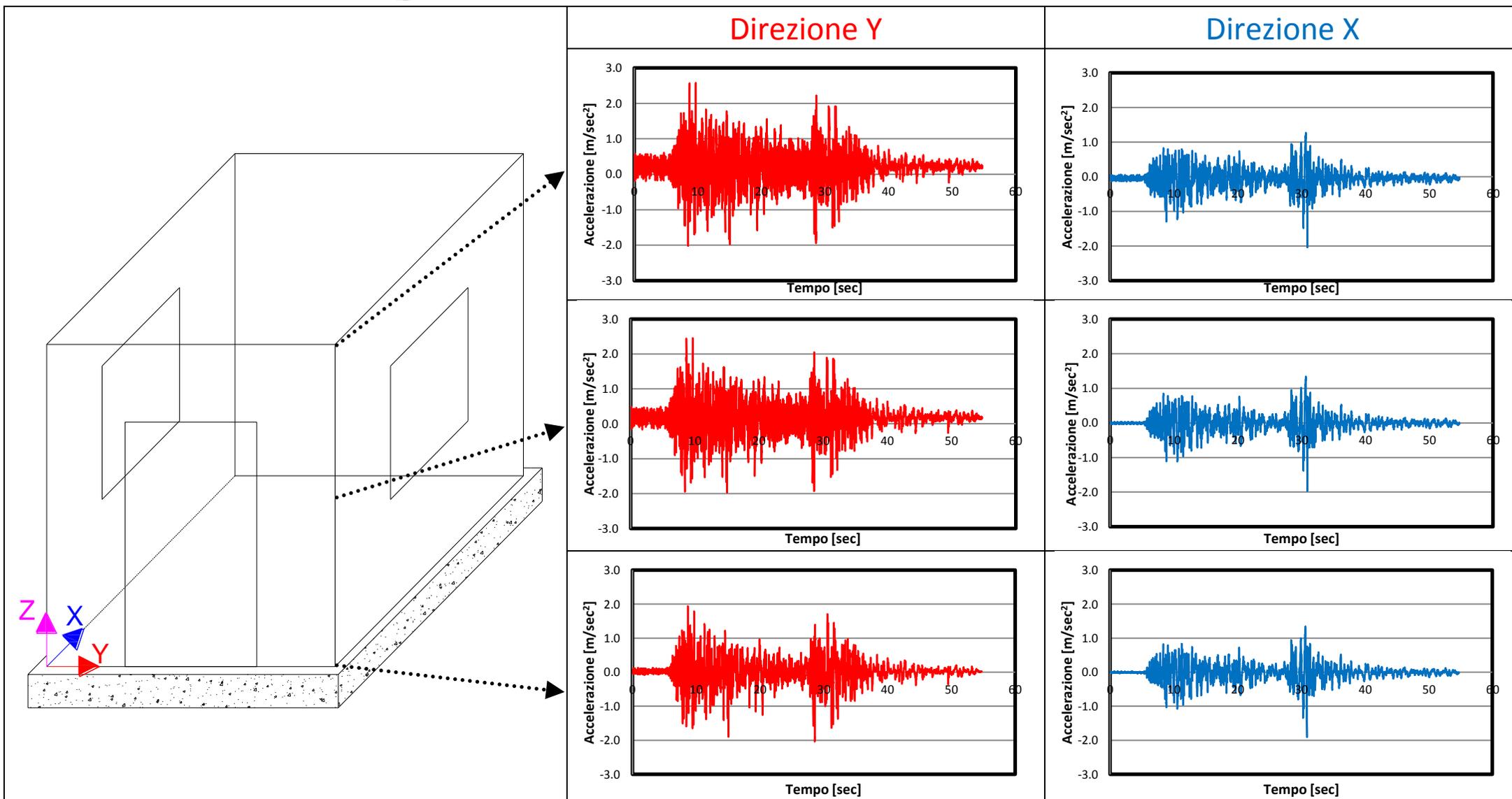


Figura 10.15 Amplificazione dinamica

		PGA_{BASE}	$PGA_{1,5M}$	PGA_{COP}	PGA_{COP}	PGA_{COP}
					PGA_{BASE}	$PGA_{1,5m}$
		[m/sec ²]	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[-]	[-]
TH1	X	0.35	0.37	0.39	1.10	1.05
	Y	0.47	0.50	0.48	1.03	0.96
TH2	X	0.68	0.76	0.73	1.08	0.97
	Y	0.87	1.04	1.03	1.19	0.99
TH3	X	1.00	1.05	1.03	1.02	0.98
	Y	1.43	1.57	1.56	1.08	0.99
TH4	X	1.87	1.95	1.99	1.06	1.02
	Y	2.16	2.26	2.39	1.10	1.05
TH5	X	4.36	4.77	5.10	1.17	1.07
	Y	3.11	3.18	3.22	1.03	1.01
TH6	X	6.10	7.14	8.02	1.32	1.12
	Y	3.67	4.39	4.51	1.23	1.03
TH7	X	7.29	8.24	9.16	1.26	1.11
	Y	4.53	5.32	5.67	1.25	1.07
TH8	X	7.50	9.05	10.29	1.37	1.14
	Y	6.18	7.13	7.57	1.22	1.06
TH9	X	8.11	10.08	11.87	1.46	1.18
	Y	9.28	10.97	11.37	1.23	1.04
TH10	X	9.01	11.03	12.85	1.43	1.16
	Y	9.98	10.42	11.54	1.16	1.11
TH11	X	11.64	13.81	15.76	1.35	1.14
	Y	12.35	13.10	13.43	1.09	1.03
TH12	X	13.01	14.22	15.58	1.20	1.10
	Y	13.74	13.56	14.26	1.04	1.05

MAX	1.46	1.18
MIN	1.02	0.96

Tabella 10-5 Amplificazione dinamica per tutte le TH

Dal calcolo della funzione di trasferimento mediante la trasformata di Fourier si evince che le frequenza propria del sistema in direzione X è pari a 32.9 Hz (Figura 10.16) e pari a 31.53 in direzione Y (Figura 10.17) e si osserva un'ottima corrispondenza con i valori ottenuti mediante il software SAP2000.

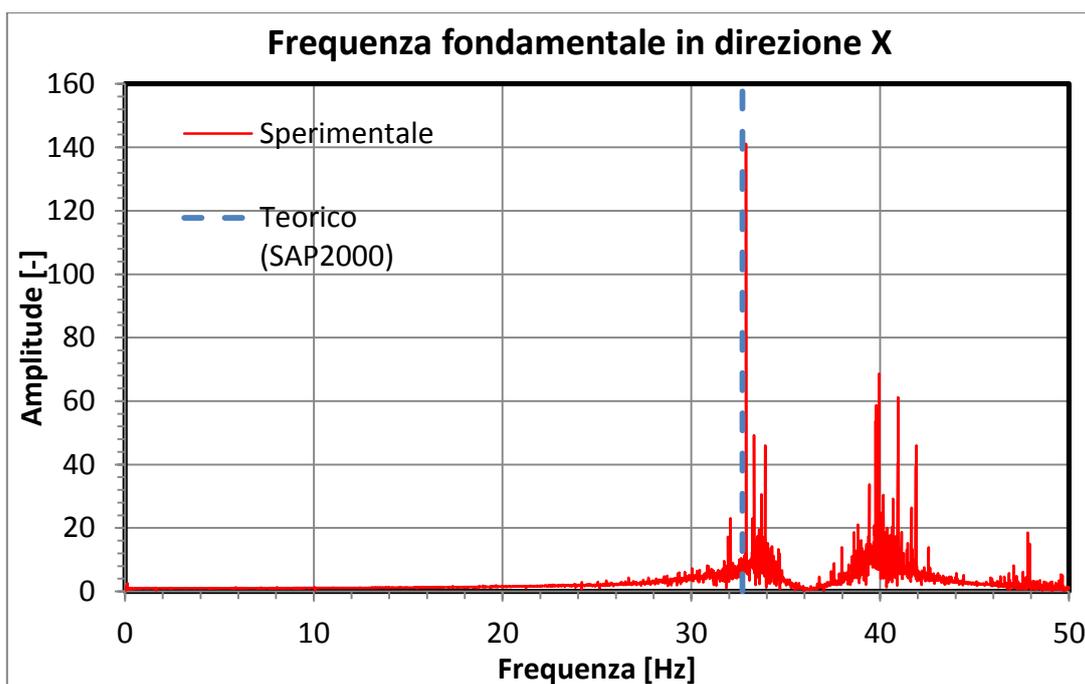


Figura 10.16 Funzione di trasferimento RND1

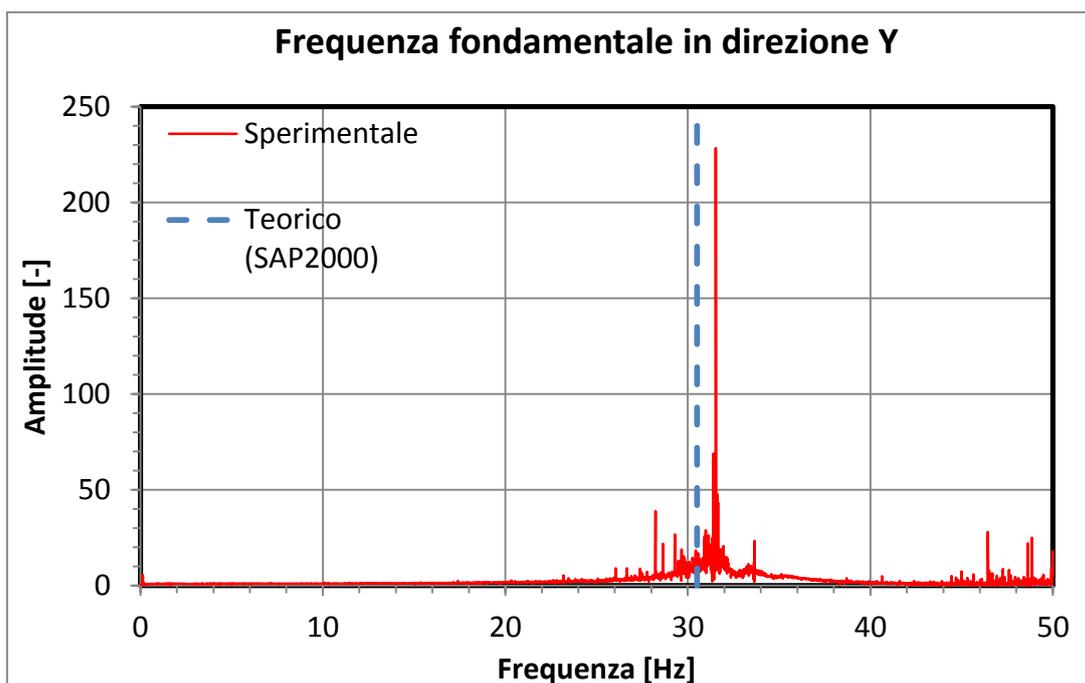


Figura 10.17 Funzione di trasferimento RND 4

L'identificazione dinamica è stata ripetuta per le RND11 (Figura 10.18) e RND12 (Figura 10.19) e mostrano una leggera diminuzione della frequenze proprie: in direzione X la frequenza è pari a circa 31 Hz mentre in direzione Y è pari a circa 29 Hz (Figura 10.20 e Figura 10.21).

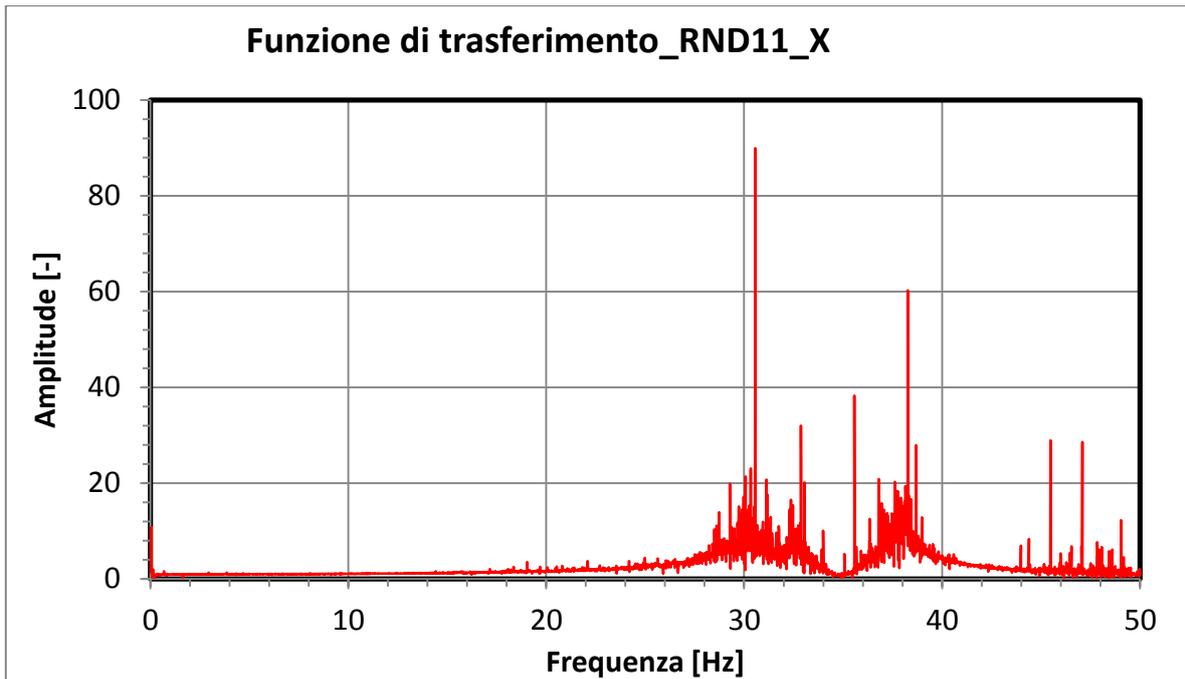


Figura 10.18 Funzione di trasferimento RND11

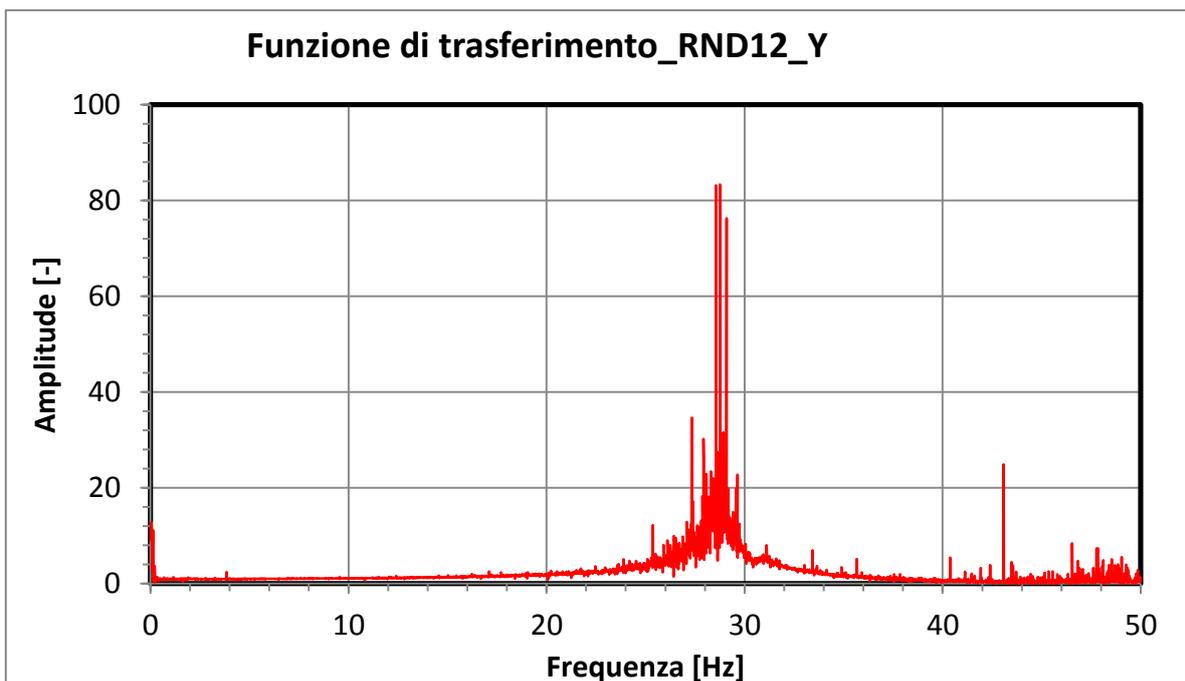


Figura 10.19 Funzione di trasferimento RND12

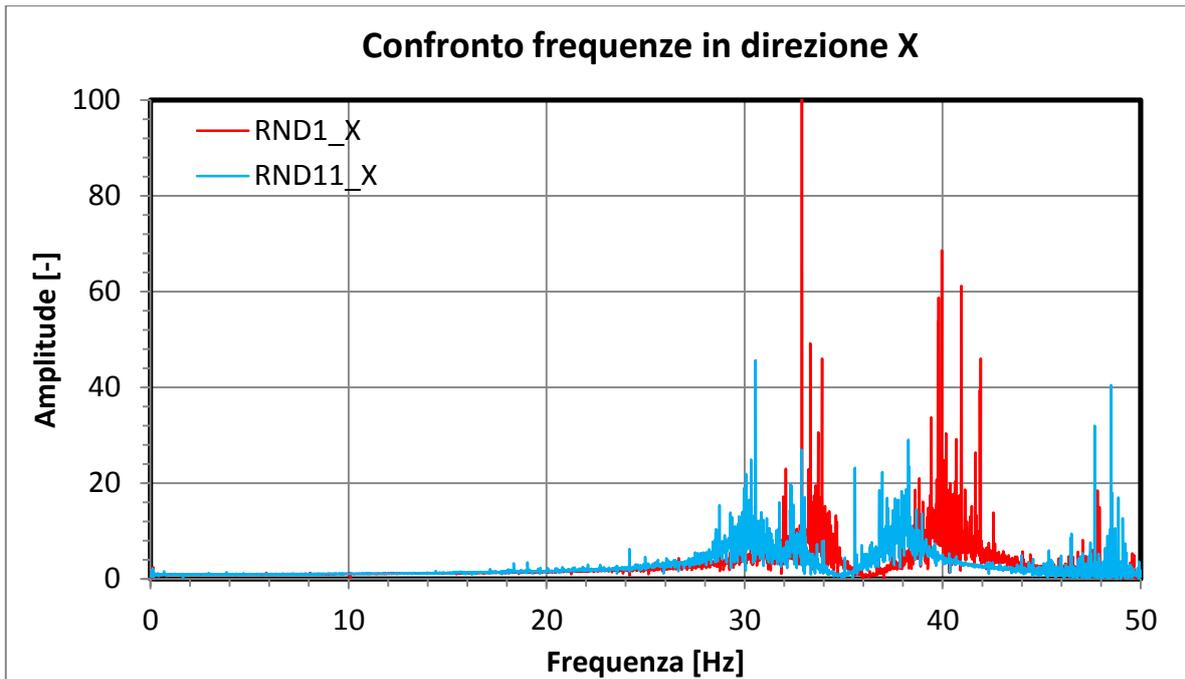


Figura 10.20 Variazione della frequenza del sistema (direzione X)

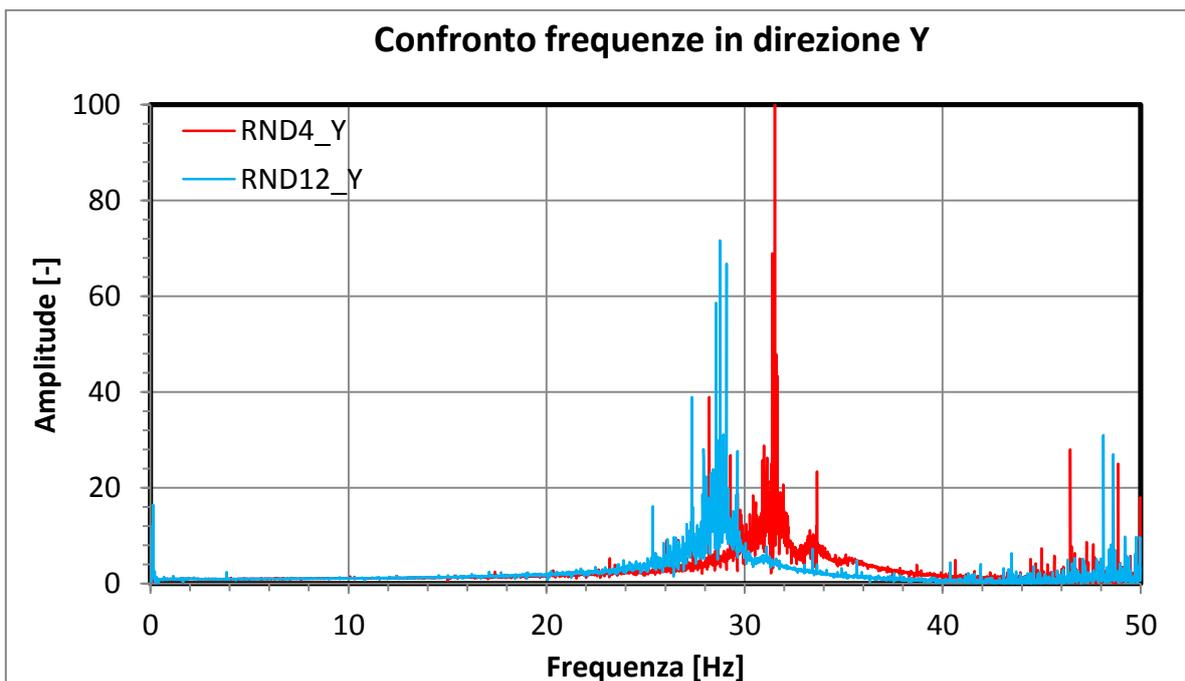


Figura 10.21 Variazione della frequenza del sistema (direzione Y)

L'input sismico di riferimento è stato scalato a livelli di intensità progressivamente crescenti fino a valori della PGA di circa 14 m/sec^2 . Per tutte le prove eseguite non si registra nessuno scorrimento del solaio rispetto agli elementi verticali. Non si registra nessuna rotazione significativa della parte sommitale della struttura poiché la massima differenza di spostamento misurata è pari a circa 2



mm. Il massimo drift è stato misurato in direzione X; in particolare è stato registrato uno spostamento relativo massimo pari a circa 5 mm che corrisponde ad un drift inferiore al 2 %.

Il massimo spostamento verticale alla base, misurato mediante gli LVDT, è pari a 0.13 mm.

Al termine di tutte le prove si osserva che non si riscontrano alcuni danni ne fessure di modesta entità (Figura 10.22).



Figura 10.22 Assenza di danni al termine della prova