

Progetto di grandi edifici in c.a. prefabbricati ad uso commerciale in zona ad alta sismicità (Catania, IT)

C. Beltrami¹, R. Partescano² ■

Sommario

Nell'ambito di una nuova realizzazione di grandi spazi commerciali nel Comune di Catania si espone nel seguito il progetto strutturale di un complesso di edifici in calcestruzzo armato prefabbricato e gettato in opera in cui gli aspetti sismici hanno dettato in gran parte la concezione delle strutture e delle opere di fondazione. Il tema della protezione sismica degli edifici è stato affrontato nell'ambito delle normative allora in vigore, in particolare Norme Tecniche 2005, Allegato 2 dell'Ordinanza 3274 ed in alcune parti anche all'Eurocodice 8; tutte normative a carattere prestazionale similmente al D.M. 2008 attualmente in vigore. L'edificio tipo è costituito da diversi blocchi a geometria regolare in pianta di grande estensione (lati $L > 100$ m), l'elevazione è costituita da due livelli di solaio con luci tipiche di 16 m - 8 m soggetti a carichi permanenti ed accidentali di notevole intensità ($Q = 10-15$ kN/mq), in base alle esigenze funzionali degli spazi commerciali.

1. Introduzione

1.1 Descrizione generale

Il nuovo Centro Commerciale Porte di Catania (Auchan) a Catania è stato realizzato nella zona adiacente all'Aeroporto Fontanarossa e costituisce un complesso di edifici ad 1 o 2 piani che sviluppano una superficie di circa 130.000 m² di solai adibiti a commercio (negozi e ipermercati) e parcheggi. Il complesso conta una superficie totale di circa 225.000 m² a cui si aggiungono una serie di opere esterne: 5 strutture/sot-topassi scatolari interrati, 8 manufatti da ponte a realizzare rampe carrabili e 1 km circa di muri e rilevati in terra armata a realizzare opere stradali per la viabilità esterna (Figure 1 e 2).

Gli edifici sono caratterizzati da un livello di piano terra e da uno/due livelli in elevazione realizzati con solai orditi con una struttura prefabbricata composta da tegoli e travi prefabbricati in c.a.p. con alcuni tratti di copertura in legno lamellare. La struttura è concepita stabilendo per ciascun elemento precise funzioni:

La struttura è caratterizzata da fondazioni dirette su plinti massivi e da pareti di controvento in c.a. realizzati in opera, la prefabbricazione è stata estesa a pilastri in c.a.v. e a travi e tegoli in c.a.p. a costituire i solai. Il getto in c.a. in opera di completamento in opera degli elementi prefabbricati di solaio è stato progettato per assolvere la funzione di diaframma di piano.

Gli aspetti peculiari del presente progetto ai fini della protezione sismica hanno riguardato: la valutazione dell'interazione terreno-struttura, la concezione strutturale di pareti a bassa duttilità e di modesta altezza, la concezione di sistemi innovativi di connessione nodo trave-pilastro prefabbricato nell'ambito dei sistemi a telaio dissipativi duttili e relativa analisi statica non lineare di tipo push-over, l'applicazione di metodi di analisi limite "stringer-panels" per il corretto dimensionamento degli effetti diaframma di piano, il tutto nell'ambito del quadro di normative tecniche di tipo prestazionale di ultima generazione.

- I solai gestiscono i carichi verticali statici mediante strutture orizzontali di travi/tegoli disposti secondo uno schema in semplice appoggio sulle relative campate e consentono il trasferimento delle azioni sismiche/statiche orizzontali mediante il getto integrativo, che risulta quindi continuo all'interno di un campo di struttura delimitato da giunti;
- Ai nuclei-vani scala ed i setti, presenti solo negli edifici a due piani, è demandata la funzione di controvento per le azioni orizzontali di origine sia statica che sismica. In particolare in condizione sismica sviluppano capacità dissipative isteretiche nell'ipotesi di "bassa duttilità" mediante l'attivazione di cerniere plastiche alla sezione di base;
- I pilastri negli edifici a due piani (lotti 1A, 1B e 2A) hanno una funzione prevalentemente statica, assorbendo le componenti verticali dei carichi permanenti ed accidentali agenti sui solai;

¹ Lombardi-Reico Ingegneria Srl, Milano - ✉ c.beltrami@lombardi-reico.it

² SICEP Prefabbricati Spa, Catania - ✉ r.partescano@sicepspa.it

Figura 1
Pianta chiave degli edifici: i lotti 1A, 1B e 2A sono a due elevazioni, i lotti 2B, 3 e 4 sono ad una elevazione; la copertura di tutti gli edifici è destinata a parcheggio.

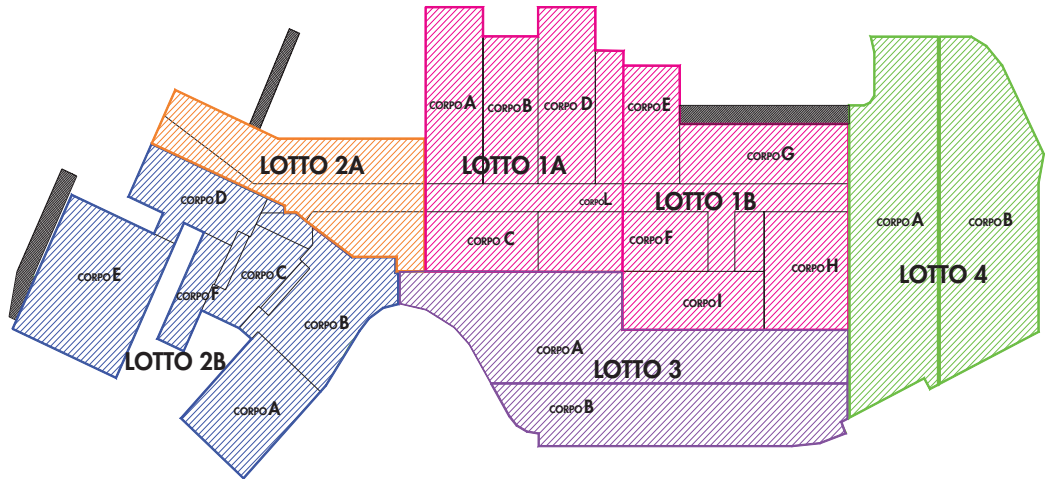


Figura 2
Vista dall'alto dei lotti 2B e 2A già completati.



- I pilastri negli edifici monopiano oltre alla funzione statica svolgono quella di controvento per le azioni orizzontali di origine statica e/o sismica (Figura 3);
- Negli edifici del lotto 2B un sistema organizzato di telai travi-pilastri con nodi incastro realizzati con getto di completamento in opera assolvono alla funzione di controvento per le azioni orizzontali di origine sia statica sia sismica;
- La soletta in c.a. realizzata controterra, quale piano rustico dei locali al piano terreno, svolge la funzione sia di ripartire i carichi locali statici in fase di costruzione e di esercizio, sia di creare il collegamento orizzon-

tale fra le varie fondazioni, come richiesto in un contesto sismico.

Le fondazioni sono di tipo a plinto diretto e assorbono sia condizioni di carico centrato, principalmente in condizione statica, che condizioni di carico eccentrico, prevalentemente dovuto all'azione sismica. I pilastri sono previsti prefabbricati in c.a.v. e sono disposti secondo una maglia di tipo regolare con interasse 8 m x 16 m fino al piano terra che diventa 8 m x 16 m oppure 16 m x 16 m al piano primo. Per gli edifici a due piani i controventi sia per le azioni statiche che sismiche sono costituiti da nuclei e vani scala e da pareti di taglio disposte al peri-

Figura 3
Lotto 2B in fase di costruzione.



metro o all'interno della struttura. Entrambi sono realizzati in c.a. con getti in opera. La lunghezza delle pareti di taglio è stata calibrata in funzione di 1/3 circa dell'altezza dell'edificio, così da rispettare i limiti di snellezza consoni a sviluppare meccanismi dissipativi duttili (governati da flessione) alla base degli stessi in condizione di carico sismico SLU.

Le fondazioni sono di tipo diretto in c.a. con plinto quadrato/rettangolare interamente gettate in opera. In corrispondenza dei pilastri prefabbricati è prevista un tasca a realizzare un adeguato livello di infissione/vincolo.

L'azione sismica ha governato il dimensionamento delle capacità resistenti e deformative orizzontali della struttura. La ragione risiede nella alta sismicità del sito, Comune di Catania, e alle notevoli estensioni e quindi masse globali in gioco che caratterizzano l'edificio. Il calcolo delle strutture a livello globale è stato quindi affrontato con modelli di calcolo ad elementi finiti in grado di modellare il comportamento strutturale di solai ed elevazioni/controventi.

1.2 Premessa sulla normativa

Si precisa che il presente lavoro ha interessato un ampio arco di tempo del recente passato, dal 2007 al 2009. Pertanto la progettazione si è fondata nell'ambito della normativa tecnica allora vigente D.M. 2005/Ordinanza 3274-2003. I contenuti della presente pubblicazione tuttavia vanno al di là del peculiare assetto normativo di quel periodo, infatti il fondamento centrale di questa progettazione sismica si basa sul principio prestazionale delle strutture (in gergo PBD - "Performance Base Design"), che risulta proprio della nuova generazione delle norme sismiche in vigore in Italia a partire dal 2003 (Ordinanza 3274) e che trovano ultimo sviluppo e simile approccio di fondo nella

norma D.M. 2008, attualmente in vigore, e nell'Eurocodice 8.

1.3 Il contesto prestazionale

Le prestazioni attese della struttura in c.a./c.a.p., sia essa realizzata in elementi prefabbricati che gettata in opera, sono riferite ai seguenti obiettivi (D.M. 2005):

- Vita utile di progetto 50 anni
- Classe di importanza Classe 1

Il progetto è stato redatto secondo la teoria semi-probabilistica agli stati limite, che contempla quindi la verifica strutturale nei seguenti scenari:

Condizioni statiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU)
- Stato Limite di Esercizio (SLE)

Condizioni sismiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le modellazioni delle strutture sono state quindi differenziate in funzione del comportamento richiesto nei vari livelli di sicurezza (es. SLU, SLE), come dettagliato nelle seguenti Tabelle 1 e 2.

1.4 Il contesto geotecnico

In base alle indagini geotecniche svolte il terreno interessato dalle opere di fondazione è caratterizzato da una stratigrafia caratterizzata in superficie da terreno vegetale di profondità 2-3 m, rimosso con lo sbancamento iniziale, da uno strato di sabbia limosa per una potenza di circa 4-11 m e da più profonde argille limose-sabbiose. Le fondazioni dirette dell'edificio si attestano alla quota che in generale interessa lo strato di sabbia limosa. Tale quota risulta essere poco superiore alla quota di falda rilevata.

In base ad una prova di tipo down-hole è stato possibile ricostruire il profilo di onde di taglio Vs per una profondità di 30 m, come illustrato nella Figura 4.

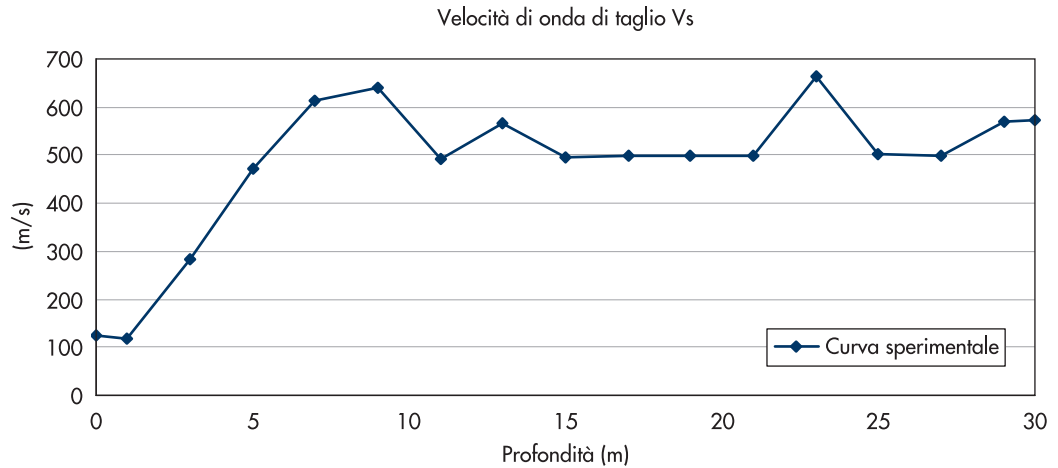
Tabella 1 - Condizioni statiche

Livello di sicurezza	Livello di prestazione	Livello di modellazione e verifica
SLU	Non collasso.	Modelli non-lineari di materiali e sezioni. Modelli lineari delle strutture.
SLE	Sforzi e deformazioni ammissibili. Durabilità.	Modelli lineari di materiali, sezioni, strutture.

Tabella 2 - Condizioni sismiche

Livello di sicurezza	Livello di prestazione	Livello di modellazione e verifica
SLU	Non collasso.	Modelli non-lineari di materiali, sezioni e delle strutture (duttilità q delle strutture di controvento, comportamento a diaframma di piano).
SLD	Deformazioni compatibili con l'esercizio di strutture/impianti.	Modelli lineari di materiali, sezioni, strutture.

Figura 4
 Diagramma di Velocità
 onda di taglio SH in
 funzione della profondità
 (prova down hole).



In base al profilo di Vs con la profondità si è valutato il valore di velocità di onda di taglio mediata sullo spessore di 30 m, con la classica formula di normativa:

$$V_{s30} = \frac{30 \cdot m}{\sum_{i=0}^{n_{str}} \left(\frac{h_i}{V_{s,i}} \right)} \quad (1)$$

dove h_i è la potenza dello strato e $V_{s,i}$ la relativa velocità di onda di taglio rilevata in sede sperimentale.

Si è valutato pertanto $V_{s30} = 378$ m/s avendo considerato tutti i dati del sondaggio, mentre eliminando i primi tre metri superficiali il valore aumenta a $V_{s30} = 468$ m/s.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche, in termini di spettro di accelerazione, nonostante il valore di V_{s30} sia compreso entro il limite inferiore di 360 m/sec previsto per la categoria di suolo B si è considerato cautelativamente la categoria di suolo tipo C, questo a causa dei valori di $N_{spt} < 50$ e di $C_u < 250$ kPa rinvenuti nei sondaggi.

2. La sismica e le caratteristiche inerziali e cinematiche

La condizione di carico sismica SLU governa, come anticipato, il dimensionamento delle capacità resistenti e deformative in direzione orizzontale della struttura in esame. La ragione risiede nella alta sismicità del sito, Comune di Catania, e alle notevoli estensioni e quindi masse globali in gioco che caratterizzano l'edificio in esame.

Il calcolo delle strutture a livello globale è stato quindi affrontato con modelli di calcolo ad elementi finiti in grado di modellare il comportamento strutturale di solai ed elevazioni/controventi, ipotizzando vincoli a cerniera fra gli stessi. La duttilità assunta a base della progettazione sismica SLU è stata tradotta in termini di fattore di struttura q e quindi di spettro di progetto. In questo contesto, in funzione del livello fessurativo raggiunto dagli elementi resistenti di controvento, si è considerato un modulo elastico ridotto nelle regioni soggette a comportamento plastico, quali ad esempio le sezioni di base di setti e nuclei.

L'interazione suolo-fondazione, che risulta rilevante in strutture piuttosto massive (1 singolo edificio = 39.000 ton massa circa) e rigide ($H=13.5$ m) fondate su suolo di media rigidezza, è

stata modellata tramite l'adozione di molle elasto-dinamiche applicate in corrispondenza dei gradi di libertà di ciascun plinto.

Particolare riguardo è stato posto nello studio del comportamento a lastra del getto integrativo realizzato sopra l'impalcato prefabbricato dei solai. Infatti ai fini dei carichi orizzontali, principalmente di origine sismica, la soletta assolve la funzione di elemento resistente che connette l'estesa superficie oggetto di forze d'inerzia distribuite e gli elementi di controvento principali, costituiti da nuclei vani scala e setti per lo più disposti al perimetro dell'edificio.

Nelle condizioni di carico SLU sismica è stato quindi necessario adottare un modello di calcolo (tipo "Stringer-Panel") che rappresenti le capacità resistenti della struttura piana, impegnando la resistenza ultima del calcestruzzo e dell'armatura.

2.1 L'azione sismica di progetto

Il sito in cui si colloca il nuovo edificio ha una accelerazione massima di riferimento pari a $a_g = 0.25$ g (ex Zona 2 D.M. 2005, suolo tipo A, periodo di ritorno $T_r = 475$ anni). Per l'edificio in esame si è adottato un coefficiente d'importanza

tanza (centro commerciale, Ordinanza 3274) pari a $\gamma = 1.2$, pertanto $a_{gmax} = 0.30$ g. Sono definiti pertanto i seguenti spettri di risposta

elastici con riferimento allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite di Danno, componente orizzontale e verticale (Figura 5):

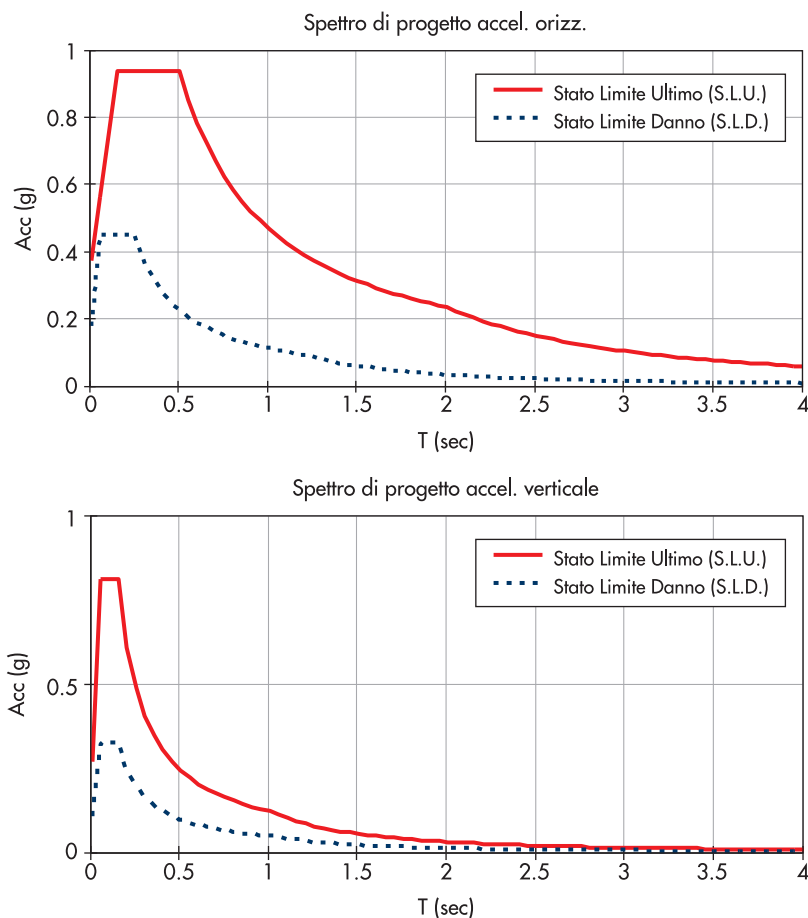


Figura 5 Spettri elastici di accelerazione orizzontale e verticale S.L.U./S.L.D. (pericolosità sismica al sito).

Le componenti orizzontali X e Y del sisma sono state orientate secondo due assi principali, identificati con l'asse trasversale ad esso perpendicolare alla maglia dei pilastri dell'edificio. Le due componenti orizzontali e la componente verticale sono state sommate secondo le seguenti tre combinazioni che tengono conto della non contemporanea concomitanza del valore massimo dell'azione sismica nelle tre direzioni principali (Tabella 3).

Tabella 3 - Combinazione delle componenti sismiche

	A_{Ex}	A_{Ey}	A_{Ez}
E_1	± 1.00	± 0.30	± 0.30
E_2	± 0.30	± 1.00	± 0.30
E_3	± 0.30	± 0.30	± 1.00

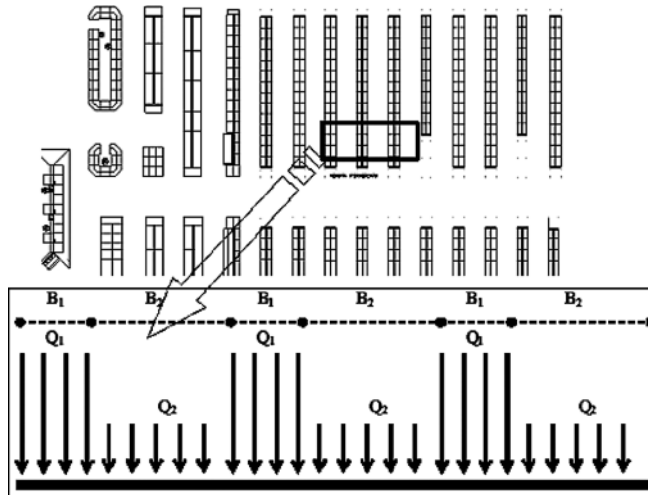
2.2 Parametri inerziali: la stima delle masse quasi-permanenti nel contesto di grandi edifici commerciali

Il tema in oggetto è di particolare rilevanza in quanto le esigenze funzionali dell'edificio, con uso prevalente commerciale, hanno portato alla definizione di sovraccarichi accidentali in

campo statico molto rilevanti rispetto agli edifici di normale uso.

La stima della massa quasi-permanente dell'edificio in condizione sismica assume un valore ancor più strategico, in questo caso, al fine di determinare l'effettiva risposta dinamica della struttura e cogliere l'esatto quantitativo e la corretta tipologia degli elementi resistenti capaci di sviluppare capacità di sforzo e di deformazione estreme. Ciò nell'ambito di comportamento plastico delle strutture a SLU e quindi in regime di duttilità, come richiesto per opere in c.a. realizzate in un contesto di alta pericolosità sismica (si veda ipotesi assunte a progetto § 3.2, fattore di struttura q). L'aliquota dei carichi mobili che contribuisce alla definizione della combinazione dei carichi quasi-permanente è ottenuta dal valore caratteristico (o nominale) Q_k attraverso un fattore $\psi_{2i} \leq 1$ che riduce il valore caratteristico ad un valore tale da essere superato per una frazione $\eta_2 = 50\%$ nel periodo di tempo di riferimento (D.M. 2005). Ai fini della determinazione delle masse che partecipano al sisma si è definito pertanto la

Figura 6
Disposizione e schema dei carichi accidentali, assunto a base dell'analisi statistica dei carichi nominali applicati su grandi superfici.



combinazione dei carichi gravitazionali in condizione quasi-permanente (D.M. 2005):

$$M_d = [\sum_i \gamma_{G_i} \cdot G_{k_i} + \sum_i \psi_{2i} \cdot \gamma_{Q_i} \cdot Q_{k_i}] / g \quad (2)$$

In alcuni casi i sovraccarichi accidentali sono stati definiti in termini di valore nominale e con distribuzione uniforme (Figura 6) applicata a grandi superfici dove sussistono assieme sia zone adibite all'esposizione/sosta merci sia zone possibili di affollamento. Come previsto nella normativa adottata (§6.1.4.2 D.M. 2005) è stato possibile definire, in base ad analisi probabilistiche, una riduzione dei suddetti carichi accidentali nominali quando applicati a grandi superfici. In dettaglio in questo caso l'analisi probabilistica è stata definita rispetto ai valori medi delle superfici di esposizione/sosta delle merci e delle superfici di affollamento, specificando l'effettiva geometria media e alternanza dei suddetti carichi. Disposizione e schema dei carichi accidentali, assunto a base dell'analisi statistica dei carichi nominali applicati su grandi superfici. Il valore ridotto è calcolato con la seguente formula geometrica in base a parametri medi:

$$q_{rid} = (B_1 \cdot Q_1 + B_2 \cdot Q_2) / (B_1 + B_2) \quad (3)$$

dove:

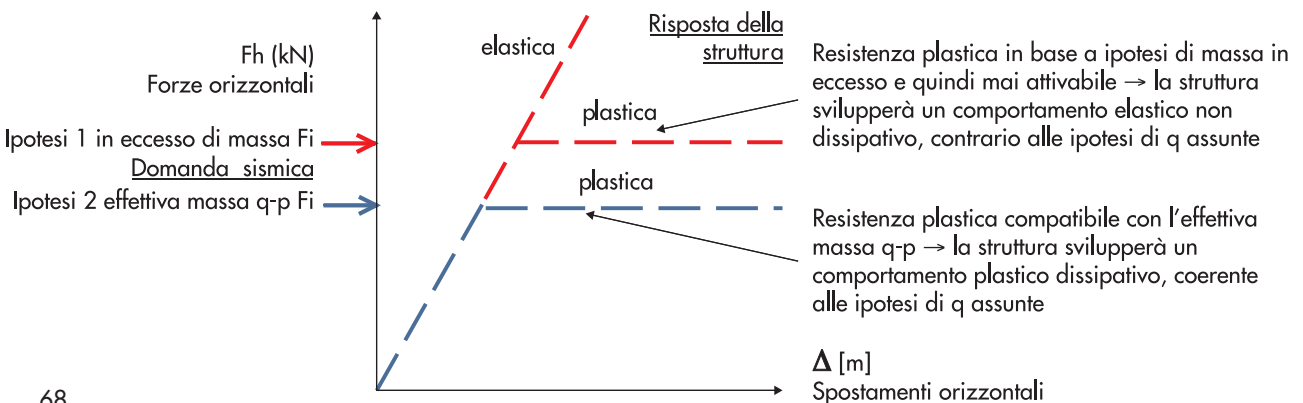
Q_1 e B_1 intensità ed ingombro medio del carico indotto dalla merce

Q_2 e B_2 intensità ed ingombro medio del carico indotto da folla

Si ritiene importante evidenziare come l'affinamento in termini di distribuzione e geometria/tipologia dei carichi accidentali, al fine della determinazione della quantità di massa totale quasi-permanente in condizioni sismiche è certamente a favore di sicurezza rispetto all'assunzione di una distribuzione uniforme (e valore massimo) cumulata su tutta la superficie. Infatti qualora si cumulasse su estese superfici la presenza in termini di massa di un carico accidentale senza giustificare una effettiva distribuzione in base alla geometria e tipologia del carico, si giungerebbe ad una valutazione di una massa quasi-permanente in eccesso rispetto alla fisica e alla geometria che il carico rappresenta.

Questo risulterebbe a favore di sicurezza se la progettazione sismica si svolgesse in campo elastico lineare, ma viceversa, come in questo caso, se si attingono a risorse plastiche e duttili delle

Figura 7
Schema di comportamento sismico della struttura al variare delle masse quasi-permanenti dei carichi accidentali:
ipotesi 1 = assunzione di masse uniformi non effettive, quindi in eccesso;
ipotesi 2 = assunzione masse effettive, ridotte tenendo conto della distribuzione spaziale.



strutture si dimensionerebbero degli elementi di controvento sismico con un fattore di struttura q che in realtà, per le masse effettivamente presenti e distribuite, si comporterebbero in solo regime elastico lineare, fallendo quindi il principio assunto a base della progettazione di dissipazione isteretica delle strutture, che è insito nel fattore di struttura q adottato nella modellazione dell'azione sismica (Figura 7).

2.3 Parametri cinematici: l'interazione terreno-fondazione

Al fine di modellare l'interazione terreno-fondazione dell'edificio in condizioni sismiche e statiche si è determinato le rigidezze dinamiche e statiche di ogni singola fondazione. La valutazione delle impedenze si è basata su formule chiuse e grafici di interpolazione di dati numerici per fondazioni superficiali (Gazetas) e con riferimento alla geometria in pianta effettiva del plinto e alla velocità V_s di onda di taglio del terreno interessato (legato al modulo di taglio $G = V_s^2 \cdot \rho$). La valutazione delle impedenze è stata differenziata fra condizione di carico sismico dinamico SLU-SLD o condizione di carico statico (SLE-SLU) adottando un diverso valore di modulo di taglio G in base al livello deformazione e conseguente degrado atteso. Nella condizione sismica-dinamica si è trascurato, a favore di sicurezza, la dissipazione geometrica per irraggiamento delle onde, si è adottato un modello di "impedenza" dinamica dell'insieme terreno-fondazione di tipo elastico lineare e per i soli gradi di libertà significativi. Dei sei gradi di libertà coinvolti nel modellare l'interazione suolo-plinto di fondazione gli spostamenti orizzontali S_x e S_y sono stati considerati fissi per la presenza del collegamento della soletta controterra che costituisce un vincolo rigido. La rigidezza riferita al grado di libertà di traslazione verticale, che impegna una apprezzabile profondità del terreno sottostante, è stata valutata con riferimento alla velocità di taglio $V_s = V_{s30}$. Tuttavia dopo analisi preliminari, in cui si è valutato valori molto elevati di rigidezza, si è preferito cautelativamente considerare un vincolo a traslazione verticale rigido. Per quanto riguarda i gradi di libertà rotazionali del plinto, che impegnano una profondità limitata del terreno al di sotto della fondazione si è fatto riferimento al profilo di velocità di onda di taglio degli strati a partire dalla quota d'imposta dei plinti adottando la formulazione suggerita in letteratura (Gazetas, 1991) in cui si considera la variabilità della rigidezza di taglio G con la profondità. Come illustrato nei seguenti grafici (Figure 8 e 9), si è determinato pertanto la curva non lineare

Curva non lineare di interpolazione:
 $G = G_0 (1 + \alpha \xi)^{1/m}$
 $\xi = Z/B$

Curva non lineare di interpolazione:
 $G = G_0 (1 + \alpha \xi)^{1/m}$
 $\xi = Z/B$

Curva non lineare di interpolazione:
 $G = G_0 (1 + \alpha \xi)^{1/m}$
 $\xi = Z/B$

Curva non lineare di interpolazione:
 $G = G_0 (1 + \alpha \xi)^{1/m}$
 $\xi = Z/B$

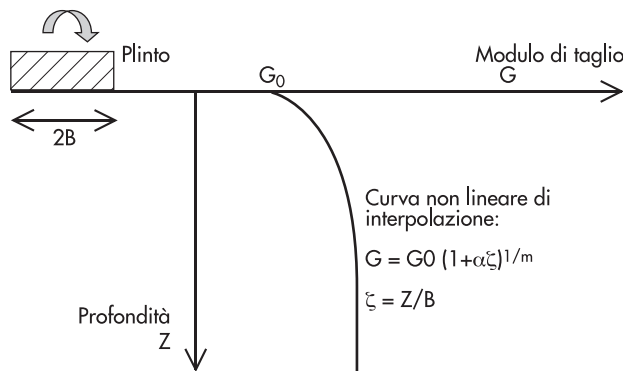


Figura 8
 Funzione di interpolazione analitica di andamento della rigidezza a taglio G_0 con la profondità.

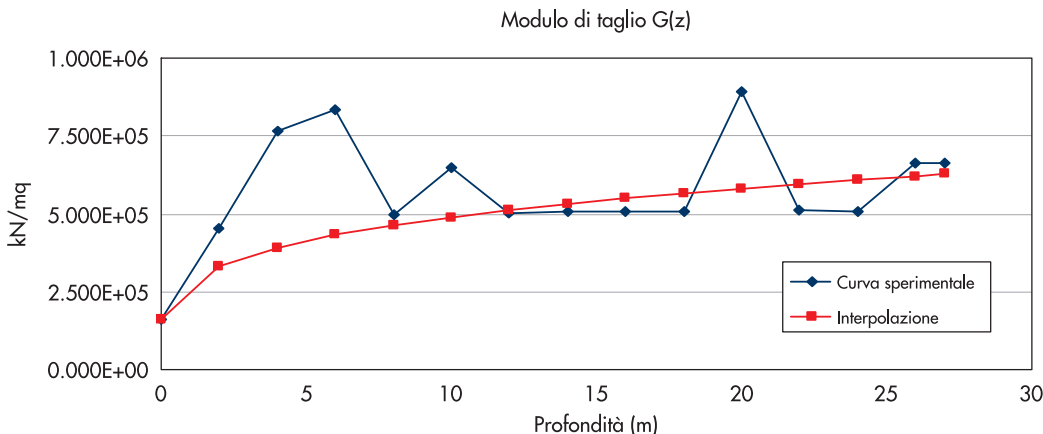


Figura 9
 Confronto fra curva sperimentale e analitica dell'andamento della rigidezza a taglio G_0 con la profondità.

che interpola i dati sperimentali.

Si è valutato i seguenti parametri della curva di interpolazione: $\alpha = 8.1/m = 0.25$.

La rigidezza di taglio G efficace ai fini della

stima della rigidezza rotazionale della fondazione può essere valutata alla profondità di circa $1/3$ della semi-larghezza del plinto: $G_{\text{eff}} = G_0 (1 + \alpha/3) 1/m$.

3. Strutture in c.a. in opera

3.1 Modellazioni FEM globali degli edifici del lotto 1 a due piani

La struttura in esame è stata analizzata con un programma di calcolo ad elementi finiti che consente di modellare la geometria dell'edificio e tutte le condizioni di carico e di vincolo ipotizzate.

È stato creato un modello 3-D ad elementi finiti di tipo a trave e a piastra distinto per ciascun edificio comprensivo di elementi di pilastri, setti, nuclei e solai d'impalcato secondo la geometria effettiva (Figura 10).

I modelli di calcolo sono stati differenziati per valutare gli effetti del sisma raro SLU, gli effetti del sisma frequente (SLD) e gli effetti statici (SLU-SLE). Le strutture sono composte da elementi tipo a trave per modellare i pilastri, che in generale sono suddivisi a seconda che sostengano un solo solaio, di piano terra, o entrambi, a tutta altezza dell'edificio.

Le sezioni dei pilastri adottate sono due: pilastri interni $70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$ e pilastri al perimetro $70 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$. I setti ed i nuclei sono modellati invece con elementi tipo piastra caratterizzati da rigidezza membranale e flessionale riferiti ad uno spessore uniforme: nuclei 30 cm , setti elevazione da piano interrato a piano terra $30\text{-}40\text{-}50\text{-}60 \text{ cm}$, setti elevazione da piano terra a copertura 30 cm (Figura 11).

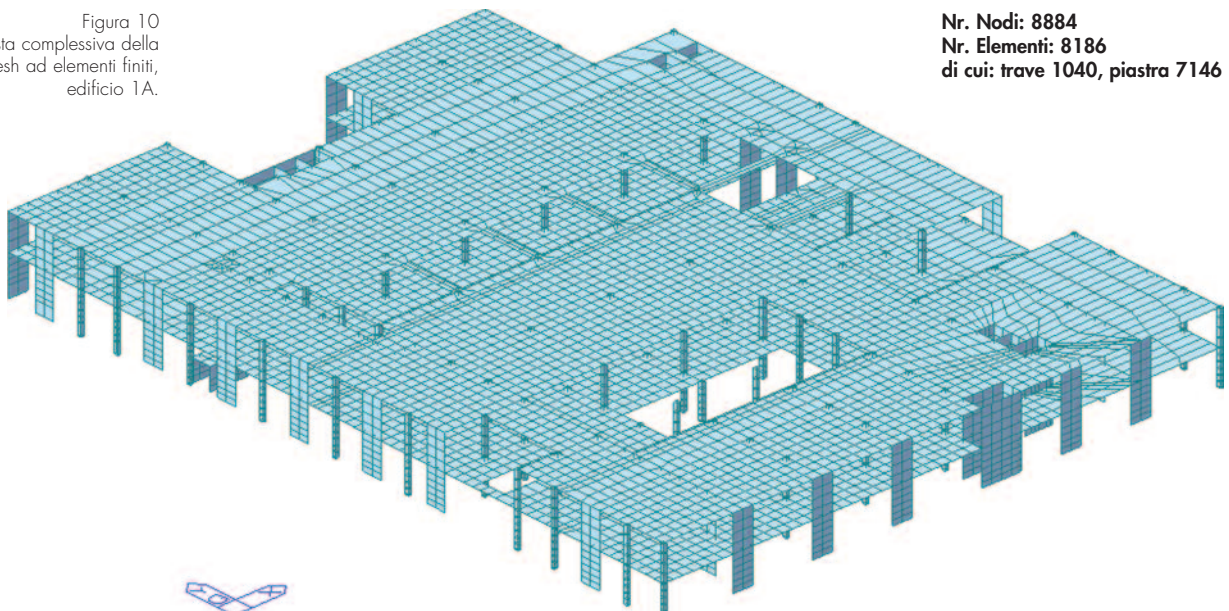
Per quanto riguarda gli impalcati di solaio, piano terra e copertura, si è adottato elementi tipo piastra caratterizzati da rigidezza membranale e flessionale differenziata. In particolare si è adottato uno spessore di 10 cm ai fini del comportamento membranale ed uno spessore ad inerzia equivalente per quanto attiene il comportamento fuori dal piano. La geometria dei solai tiene conto della presenza di forometrie a progetto.

L'edificio è stato schematizzato considerando le altezze d'interpiano a partire dalla quota di spiccato fondazioni, considerando la quota degli impalcati di piano terra e copertura coincidenti con la quota media fra intradosso e estradosso.

Per quanto attiene ai vincoli le strutture di elevazione, quali pilastri-setti-nuclei, hanno un comportamento prevalente a mensola, con vincolo di base caratterizzato da vincolo rigido a traslazione orizzontale e verticale e rigidezze dinamiche/statiche di tipo rotazionale, differenziate nel calcolo sismico e statico (si veda a tal proposito la caratterizzazione §2.3).

Alla base di ciascun setto o nucleo è stato definito un vincolo rigido che connette tutti i nodi ad un nodo master collocato nel baricentro della fondazione. In questo modo è stato possibile valutare l'azione totale in fondazione di elementi di tipo piastra a geometria connessa.

Figura 10
Vista complessiva della
mesh ad elementi finiti,
edificio 1A.



Nr. Nodi: 8884
Nr. Elementi: 8186
di cui: trave 1040, piastra 7146



3.2 Analisi sismica

Nei modelli di calcolo in condizione sismica rara (SLU) la sezione di base degli elementi resistenti che sviluppano duttilità è stata caratterizzata con una rigidezza ridotta, a simulare il comportamento anelastico flessionale. Per la definizione dello spettro SLU di progetto si è ipotizzato il comportamento duttile delle strutture, pertanto si è valutato il seguente fattore di struttura:

- Classe di duttilità B (bassa)
 $K_D = 0.7$

- Edifici regolari in altezza
 $K_R = 1.0$
- Strutture miste telaio-pareti
 $q_0 = 4.0 \cdot 1.1 \quad q_0 = 4.40$ (pareti non accoppiate)
- Fattore di struttura
 $q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R \quad q_0 = 3.080$

In particolare i setti ed i nuclei, nei soli elementi appartenenti ad un'altezza $L_w/2 \leq 2$ m dallo spiccato fondazione, sono stati caratterizzati da un modulo elastico ridotto, valutato secondo le seguenti formule presenti in letteratura (Paulay e Priestley, 1992), come riassunto in Tabella 4.

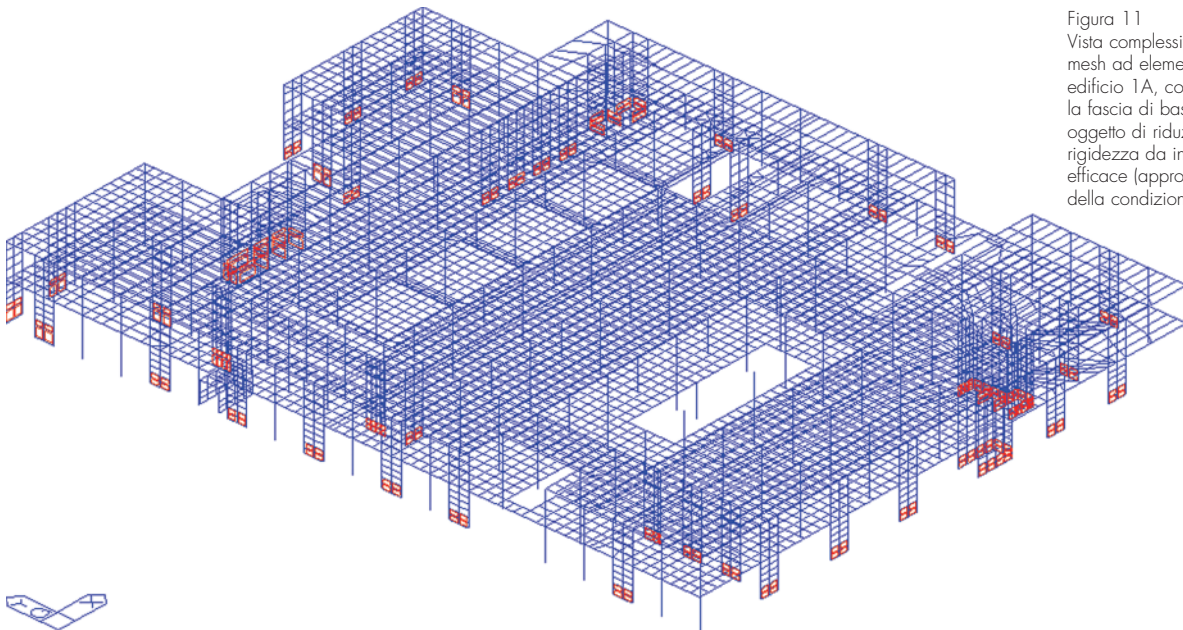


Figura 11
 Vista complessiva della mesh ad elementi finiti, edificio 1A, con in evidenza la fascia di base delle pareti oggetto di riduzione della rigidezza da intera a efficace (approssimazione della condizione fessurata).

Il rapporto di riduzione della rigidezza nella zona plastica si può quindi stimare in:

$J_e/J_g = 0.34-0.39$, si assume pertanto $J_e = 0.40 \cdot J_g$ (nel modello di calcolo gli elementi di piastra sono stati caratterizzati da un modulo elastico ridotto $0.40 E_c = 13488$ MPa).

Nel modello di calcolo in condizione sismica frequente (SLD), in cui la struttura si comporta in condizione elastica, si adotta la rigidezza integra delle sezioni in c.a. anche nella sezione di spiccato dalla fondazione.

Il carico sismico, sia nella componente orizzontale che verticale, è stato modellato tramite spet-

tri di accelerazione ed il calcolo della risposta della struttura è stata effettuata mediante combinazione delle forme modali, in questo caso le sollecitazioni e gli spostamenti sono stati combinati con la regola CQC (Complete Quadratic Combination), che consente di calcolare in modo corretto la risposta quando forme modali hanno periodi propri molto ravvicinati.

Per la limitata altezza dell'edificio è possibile mobilitare gran parte della massa orizzontale dell'edificio considerando un numero ridotto di modi propri di vibrare. In particolare il numero dei modi di vibrare impiegati per le analisi sismiche è risul-

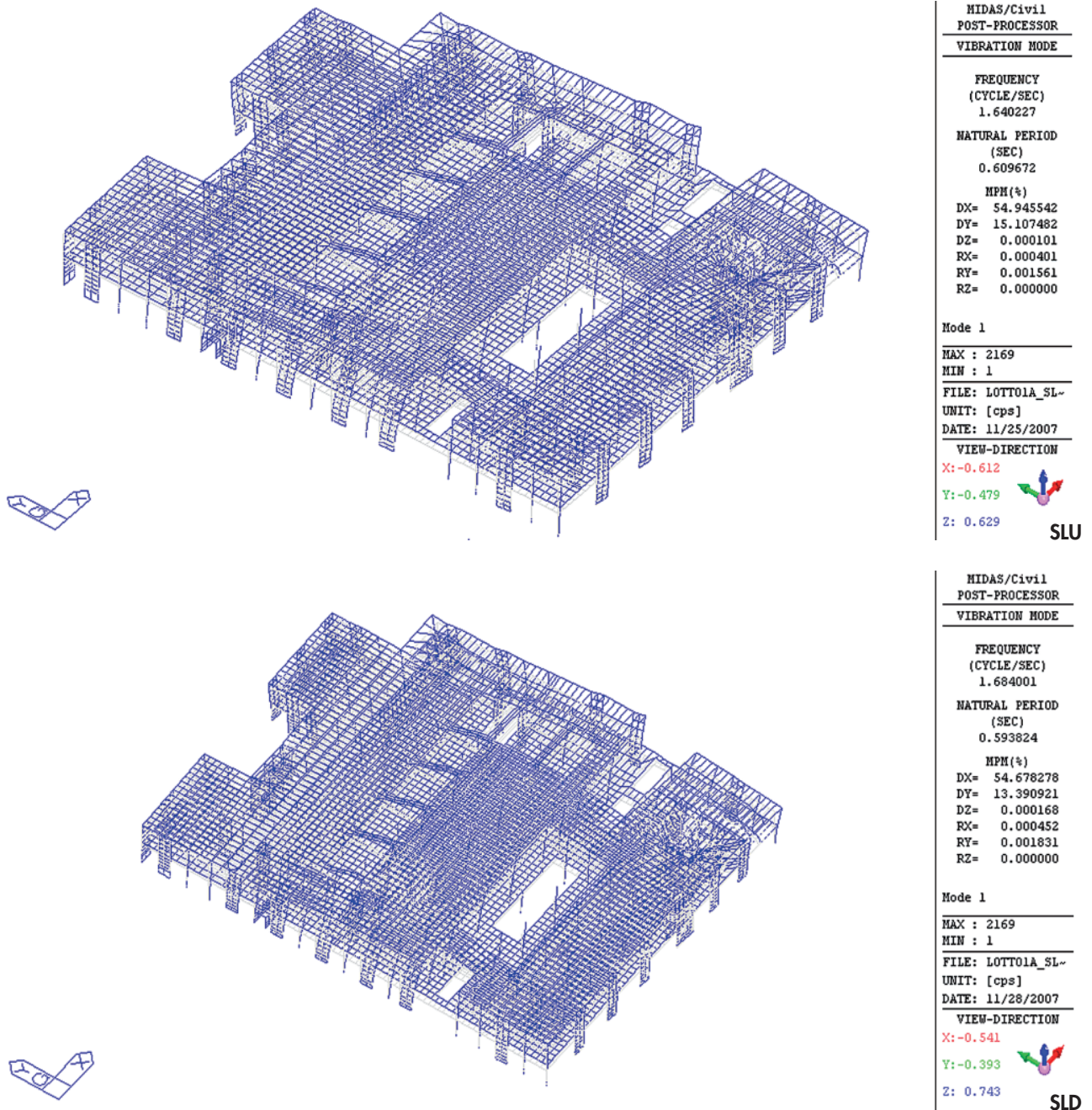
Tabella 4 - Caratteristiche materiali e sezioni di setti e nuclei

Resistenza di calcolo a comp. del cls ($R_{ck} = 35$ MPa):	$f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} / 1.6 = 18.2$ MPa
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio:	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391$ MPa
Area media setto:	$A_c = 40 \text{ cm} \cdot 400 \text{ cm} = 1.6$ m ²
Carico assiale medio in condizione sismica:	$P_u = 2500 - 4000$ kN
Inerzia flessionale della sezione interamente reagente:	$J_g = bh^3 / 12 = 2.13$ m ⁴
Inerzia flessionale della sezione efficace:	$J_e = [100 \text{ MPa} / f_{yd} + P_u / (f_{cd} \cdot A_c)] \cdot J_g = 0.73 - 0.84$ m ⁴

Figura 12
Modelli di calcolo dell'edificio
1A, 1^ modo proprio di
vibrare in condizioni sismiche
rare (SLU) e frequente (SLD),
quest'ultimo si evidenzia
essere di poco più rigido in
funzione del comportamento
atteso non fessurata (sezioni
interamente reagenti).

tato pari a 10, tale da raggiungere un valore di massa partecipata nelle due direzioni maggiore o uguale all'85%. Le componenti orizzontali X e Y del sisma sono state orientate secondo due assi principali, identificati con l'asse longitudinale parallelo e perpendicolare degli edifici. Per quanto concerne la componente verticale Z

del sisma, dove l'edificio esibisce globalmente un comportamento quasi rigido. Si illustra nella seguente Figura i primi due modi di vibrare dei modelli di due edificio principali nelle condizioni di rigidità relative al carico sismico raro (SLU) e frequente (SLD). Il periodo fondamentale è valutato in circa $T_1 = 0.60$ s.



3.3 Verifica sismica fondazioni

Le verifiche di capacità portante dei plinti di fondazione nelle combinazioni di carico SLU, sia sismica che statica, sono state valutate con la formula generale di Brinch-Hansen (1970), terreno con attrito e coesione in condizioni drenate.

$$q_{lim} = c'N_{c_s}d_c i_c b_c g_c + qN_{q_s}d_q i_q b_q g_q + 1/2\gamma BN_{\gamma_s}i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} \quad (4)$$

Le proprietà resistenti del terreno sono state ridotte dei coefficienti parziali γ_m SLU (D.M. 2005), come riportato nella seguente tabella.

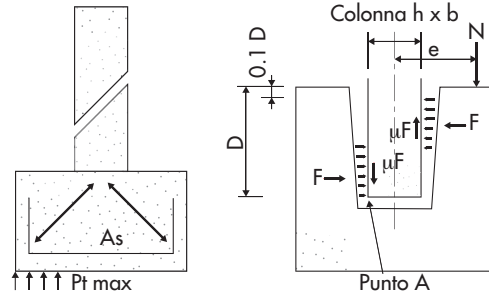


Figura 13
Schema verifica
meccanismo resistente plinti
e tasca per pilastri pref.

Tabella 5 - Coefficienti parziali

Caratteristiche	Parametro	γ_m
Angolo d'attrito	$\text{Tan}(\varphi')$	1.25
Coesione	c'	1.25
Coesione non drenata	C_u	1.40

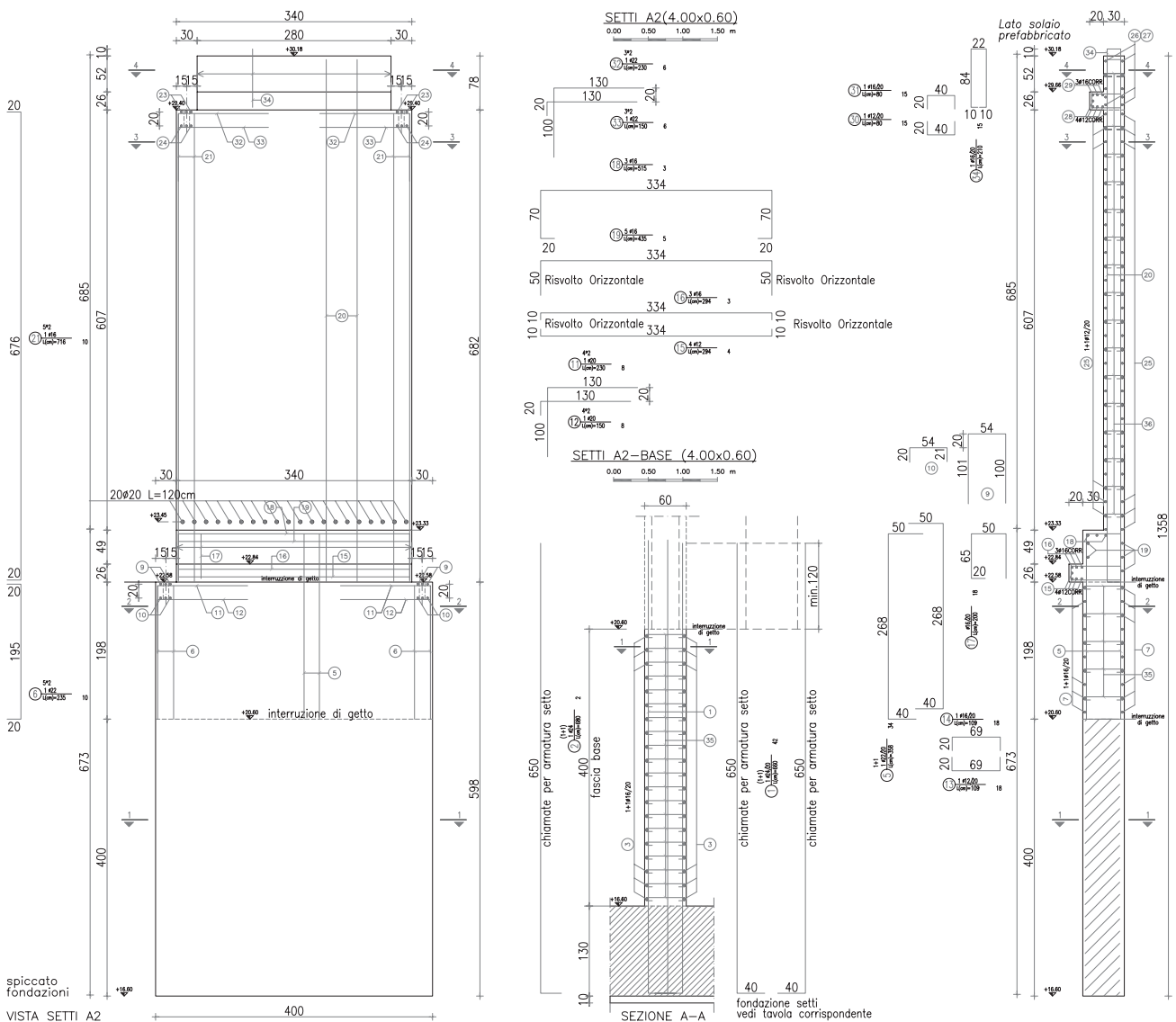
Il dimensionamento dei plinti in c.a. delle fondazioni è stato sviluppato con modelli dell'analisi limite. In particolare con riferimento alle combinazioni di involucro stato limite ultimo SLU (sismico e statico) si è determinato la sicurezza nei con-

fronti del meccanismo resistente a puntone-firante delle mensole tozze, costituite dagli sbalzi dei plinti rispetto allo spiccato delle elevazioni, e delle resistenze a flessione ultime delle sezioni nette degli sbalzi. Per quanto riguarda l'armatura della tasca dei plinti prefabbricati si è fatto riferimento ad uno schema resistente specifico (Figura 13).

3.4 Verifica sismica setti in c.a.

Le elevazioni realizzate in c.a. in opera sono costituite da setti e da nuclei adibiti a vani scala

Figura 14
Tipica armatura di setto
sismico.



e ascensore (Figura 14). I setti hanno una geometria simile in termini di lunghezza, pari a 4.0 m, e con spessore variabile 30-40-50-60 cm a seconda della tipologia. In genere il setto nel secondo tratto di elevazione fra l'impalcato di piano terra e l'impalcato di copertura assume uno spessore costante di 30 cm.

I nuclei sono costituiti da più pareti connesse in c.a. di spessore 30 cm con lunghezze differenziate, in media di 4 m similmente a quella dei setti. I setti ed i nuclei sono caratterizzati da mensole e da selle atte a portare travi e/o tegoli prefabbricati degli impalcati ai due livelli, di piano terra e di copertura (Figura 15).

La verifica dei setti e dei nuclei in c.a. di controvento è stata condotta nella combinazione di carico più critica, che corrisponde a quella sismica SLU. In tale condizione infatti si verificano le massime condizioni di carico flettente e di taglio, pertanto dimensionanti ai fini dell'armatura longitudinale e trasversale.

In termini di sollecitazioni di calcolo, essendo nell'ipotesi di "bassa duttilità" (Ordinanza 3274 e N.T.C. 2005), si è considerato le sollecitazioni provenienti dall'analisi dell'edificio (analisi sismica con spettro di risposta, Figura 16).

Assolvendo funzioni antisismiche il setto ed il nucleo deve sviluppare oltre a capacità resistenti anche capacità deformative adeguate al livello di duttilità assunto a base di progetto $q = 3.08$ (media duttilità). In tale contesto l'elevazione dovendo sviluppare un comportamento anelastico alla sezione di base oltre il limite di snervamento dell'armatura si è previsto una fascia di base in cui il calcestruzzo è confinato da armature trasversali che consentono di incrementare considerevolmente le capacità deformative in compressione del calcestruzzo stesso. Tali armature consentono inoltre di legare i ferri longitudinali e prevenire fenomeni di instabilità locale sotto carichi ciclici. Pertanto per una

fascia pari a $H = L_w = 4$ m si è specificata una armatura trasversale con moiette $\varnothing 8/20 \times 20 - 40$ e staffe $\varnothing 16/20$ chiuse di spigolo.

In ragione del noto fenomeno di "traslazione del momento" ("tension shift"), che si manifesta per lo sviluppo a SLU di uno stato fessurativo alla sezione di base di origine taglio-flessionale, è necessario estendere la capacità resistente della sezione di base per un tratto pari alla larghezza della sezione $H = L_w = 4$ m. In tale tratto non è possibile formare giunzioni di barre longitudinali, pertanto la prima giunzione di barre longitudinali è stata posta a 4 m dalla sezione di spicco delle fondazioni. Tale provvedimento è oltremodo giustificato in un'area ad alta sismicità.

Nella zona confinata si è garantito un livello di armatura longitudinale compatibile con le sollecitazioni a presso-flessione di calcolo, quindi sicurezza a $SLU_{FS} \geq 1.0$. In tale zona il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale riferito all'area confinata risulta pari a $\rho_l = 1\%$, conformemente alle prescrizioni minime di normativa.

Per la zona superiore dell'elevazione $H > 4$ m l'armatura longitudinale è disposta secondo le regole di progettazione non sismica, con armatura minima per gestire sia le flessioni globali e locali (indotte dalle reazioni delle strutture prefabbricate) sia per controllare il livello fessurativo a SLU garantendo una percentuale minima d'armatura longitudinale e trasversale.

Per quanto concerne la protezione a taglio il controvento ha una distribuzione di armature trasversali differenziata e uniforme sui due livelli di elevazione di piano, soddisfacendo i requisiti di sicurezza a $SLU_{FS} \geq 1.0$.

Le verifiche a taglio sono state approfondite secondo diversi meccanismi con oggetto la resistenza in compressione del calcestruzzo nell'anima, la resistenza in trazione e lo scorrimento lungo piani orizzontali. In particolare (Ordi-

Figura 15
Setti nei Lotti 1A-1B in fase
di costruzione.



anza 3274 e N.T.C. 2005):

- Verifica dell'anima a compressione:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

$$\text{Dove: } V_{Rd2} = 0.4 \cdot (0.7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot Z$$

Assumendo:

$$f_{ck} = 24.7 \text{ MPa (} R_{ck} = 35 \text{ MPa)}$$

$$f_{cd} = 15.4 \text{ MPa (} R_{ck} = 35 \text{ MPa)}$$

$b_0 = 30\text{-}40\text{-}50\text{-}60$ cm spessore anima della parete

$$Z = 0.8 \cdot L_w = 3.2 \text{ m}$$

- Verifica del meccanismo resistente a trazione:

$$V_{sd} < V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

Dove V_{cd} e V_{wd} rappresentano rispettivamente il contributo del conglomerato e dell'armatura. Nella zona critica di base si è considerato il seguente contributo del calcestruzzo:

$$V_{cd} = \tau_{rd} \cdot (1.2 + 0.4 \cdot \rho_l) \cdot b_0 \cdot Z \text{ (sforzo normale di compressione)}$$

Assumendo:

$$\tau_{rd} = 0.24 \text{ MPa (} R_{ck} = 35 \text{ MPa)}$$

$b_0 = 30\text{-}40\text{-}50\text{-}60$ cm spessore anima della parete

$$Z = 0.8 \cdot L_w = 3.2 \text{ m}$$

Il contributo dell'armatura trasversale

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0.9 \cdot d/s$$

Assumendo:

$$f_{ywd} = 391 \text{ MPa}$$

$d =$ altezza utile

$s =$ passo staffe

$A_{sw} =$ area staffe

- Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali:

$$V_{sd} < V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd} + V_{id}$$

Dove V_{dd} rappresenta il contributo dell'effetto "spinnotto" delle armature verticali, V_{fd} e V_{id} rappresentano il contributo di resistenza per attrito ed il contributo delle armature inclinate, che in questo caso non sono previste.

$$V_{dd} = 0.25 \cdot f_{yd} \cdot A_{sl}$$

$$V_{fd} = 0.25 \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot L_w \cdot b_0 \text{ (con } \xi \cdot L_w = \text{altezza zona compressa sezione)}$$

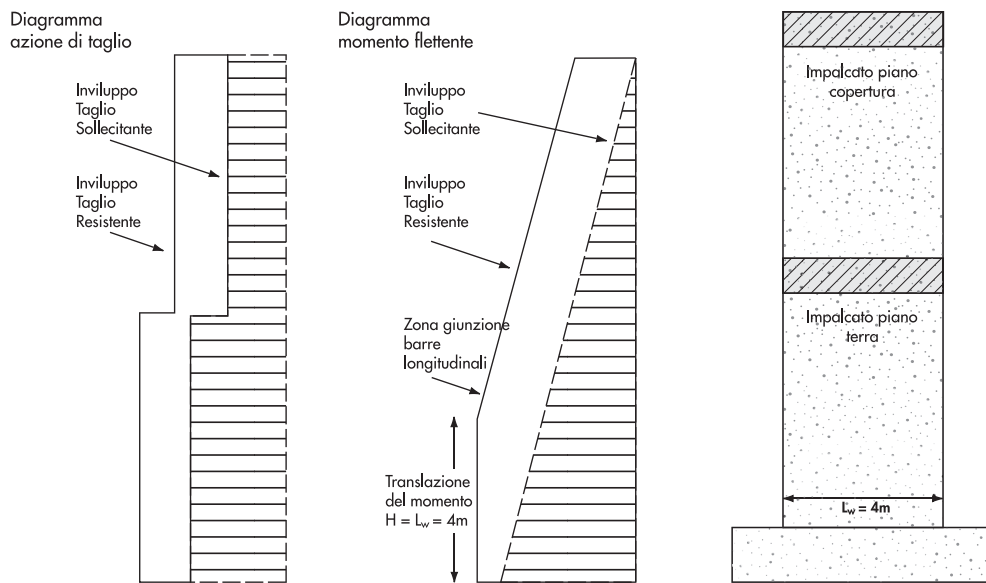


Figura 16
Schema verifica a taglio e flessione setti e nuclei di controvento in c.a.

3.5 Verifica sismica diaframmi di piano in c.a. (metodo "stringer-panels")

Il collegamento orizzontale fra setti/nuclei e impalcato di solaio prefabbricati, per trasmettere le azioni orizzontali generate ad esempio dal sisma, è realizzato con la soletta di completamento realizzata in opera (spessore medio 15-11 cm).

Tale soletta assolve pertanto una funzione strategica nel trasferire carichi orizzontali distribuiti, principalmente le azioni d'inerzia sismiche distribuite relative alle masse quasi permanenti dell'impalcato, fino alle elevazioni resistenti di controvento quali setti e nuclei. In aggiunta al carico orizzontale la soletta è stata ovviamente verificata anche ai fini degli effetti locali, indotti dai

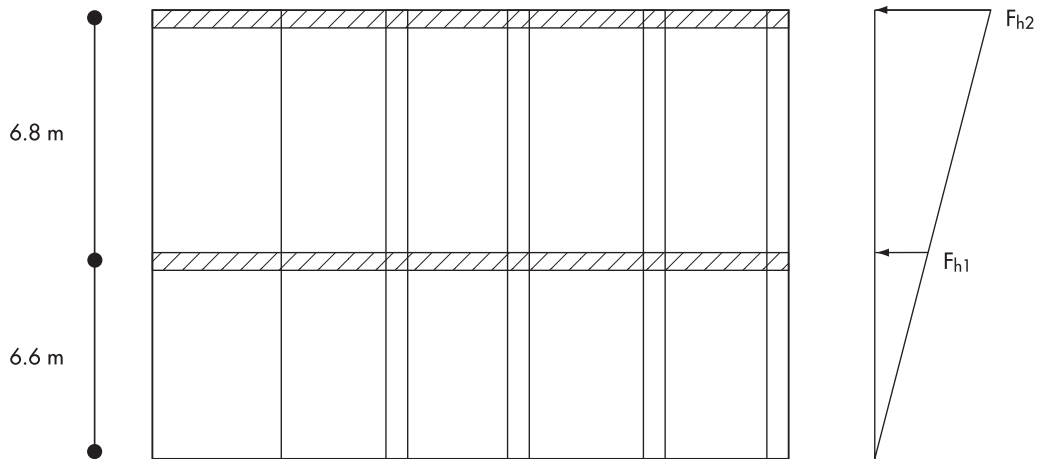
carichi verticali concentrati (Figura 17).

La capacità portante della soletta soggetta ad azioni membranali di piano si sviluppa grazie all'adozione di un'armatura diffusa $1\text{Ø}8/20 \times 20$ e fasci d'armature concentrata a delimitare zone individuate dalla maglia pilastri ed elevazioni di setti/nuclei. In corrispondenza delle elevazioni di controvento, quali setti e nuclei, sussiste un rinforzo locale di armatura di collegamento orizzontale.

Il carico indotto dal sisma sulla struttura piana di solaio è stata modellata come forza d'inerzia distribuita e quindi valutata in termini di accelerazione di piano a_g .

Il calcolo delle forze/accelerazioni di piano sono state calcolate nell'ipotesi di risposta sinusoidale

Figura 17
Schema di distribuzione
forze sismiche d'inerzia di
piano.



dell'edificio, le accelerazioni di picco al livelli di piano sono di conseguenza distribuite approssimativamente in modo lineare con l'altezza.

Le forze d'inerzia di piano quindi sono valutate con la seguente formula:

$$F_i = V_b \cdot (W_i \cdot H_i) / (\sum W_i \cdot H_i) \quad (4)$$

Dove:

V_b = taglio totale alla base dell'edificio sotto carico sismico;

W_i = peso quasi permanente di piano;

H_i = altezza piano rispetto a fondazione, in questo caso;

L'accelerazione di piano è valutata quindi semplicemente: $A_i = F_i / M_i$.

Le masse di piano $M = W/g$ sono state valutate con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente:

Tabella 6 - Masse di piano

Massa di piano M_i	Edificio 1A (ton)
Piano terra	18500
Piano copertura	15200

Il taglio totale alla base dell'edificio sotto carico sismico è valutato dall'out-put delle analisi sismiche SLU sui due modelli di calcolo dell'edificio:

Tabella 7 - Taglio totale alla base

Taglio base edificio V_b	Edificio 1A (kN)
Dir. E-O	76200
Dir. N-S	91100

Sono valutate pertanto le seguenti forze sismiche e accelerazioni massime di piano:

Tabella 8 - Forze di piano

Forza di piano F_i (kN)	Edificio 1A	
	Piano Terra	Copertura
Dir. E-O	28559	47641
Dir. N-S	34144	56956

Tabella 9 - Accelerazioni ai piani

Accelerazione di piano A_i (g)	Edificio 1A	
	Piano Terra	Copertura
Dir. E-O	0.16	0.32
Dir. N-S	0.19	0.38

Si può verificare che il calcolo numerico del taglio totale alla base dell'edificio è confermato dalla semplice valutazione con riferimento ad un oscillatore ad 1 g.d.l. con la massa totale partecipata dell'edificio e l'accelerazione valutata nello spettro di accelerazione al periodo fondamentale della struttura:

- Periodo fondamentale
 $T_0 \cong 0.60$
- Accelerazione spettro di risposta
 $S_a(T_0) = 0.25$
- Peso totale edificio
 $W = 398.000 \text{ kN}$
- Taglio totale (90% massa partecipata)
 $F_h = 0.9 \cdot W \cdot S_a(T_0) = 89550 \text{ kN}$

Ai fini del dimensionamento del comportamento a lastra di piano nelle condizioni di carico SLU è stato quindi necessario adottare un modello di calcolo che rappresenti le capacità resistenti della struttura piana, impegnando la resistenza ultima del calcestruzzo e dell'armatura.

Per il calcolo della capacità portante della lastra piana costituita dalla soletta si fa riferimento al Teorema Statico dell'Analisi Limite, secondo il quale: "Se si trova una distribuzione di sforzi in equilibrio con i carichi applicati che rispetta i limiti di rottura, la struttura non collassa o, al più, si trova in una situazione di incipiente collasso". In tale ottica per l'analisi e la verifica della soletta è stata adottata una modellazione a pannelli e correnti SPM (Stringer Panel Model). Il modello a pannelli e correnti è basato sulla teoria della plasticità, analogamente al modello puntone-tirante (STM, Strut-and-Tie Method). La

particolarità del modello è di consentire una definizione per zone dei meccanismi resistenti, facilitando così l'individuazione della ripartizione dei compiti statici da attribuire a calcestruzzo e acciaio. A tal fine, la struttura viene discretizzata in pannelli, campi di sforzo sede di sole sollecitazioni tangenziali, ed in correnti, sede di sole azioni normali (Figure 18, 19 e 20). Il progetto dell'armatura è condotto secondo la teoria della plasticità.

L'approccio seguito risulta particolarmente adatto al problema progettuale in esame dovendo affrontare condizioni di sforzo piano di notevole estensione e soggette a forze distribuite diffuse.

Anche ai fini della verifica sismica il metodo di calcolo risulta particolarmente vantaggioso poiché è

possibile modellare l'azione d'inerzia secondo l'effettiva geometria piana, e determinare quindi su luci di calcolo considerevoli l'effettivo flusso delle sollecitazioni e dei meccanismi resistenti fra le zone caricate ed i punti fissi costituiti da nuclei dei vani scale e delle pareti sismiche.

Il programma di calcolo adottato consente di modellare le geometrie delle solette d'impalcato in condizione piana di sforzo, adottando il metodo di calcolo a pannelli e correnti.

Per ciascuno dei campi di soletta è stato creato un modello piano composto da un reticolo di correnti e da una maglia di pannelli, i due elementi sono caratterizzati da un comportamento esclusivo rispettivamente di sforzo assiale e tangenziale.

Gli elementi sono caratterizzati da uno spessore

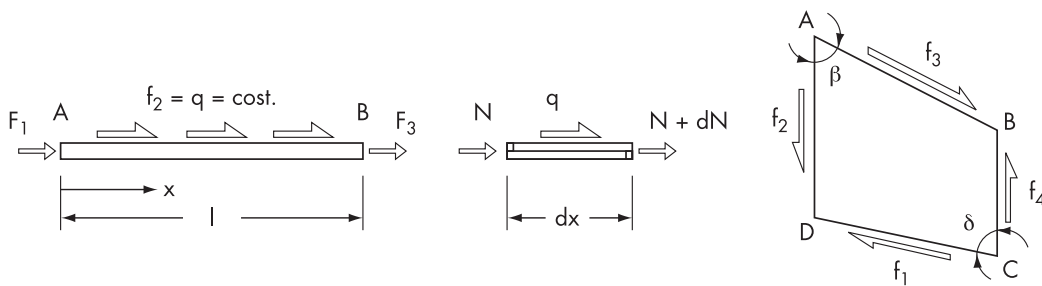


Figura 18 Corrente con azione assiale variabile lineare e pannello con azione di taglio costante.

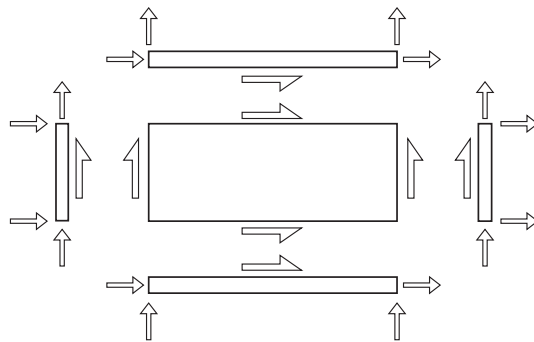


Figura 19 Schema delle azioni che si scambiano i pannelli ed i correnti.

di 11-15 cm e le proprietà dei materiali sono state definite nelle condizioni SLU. Tutti i carichi applicati come i vincoli giacciono nel piano

orizzontale di riferimento della soletta d'impalcato, essendo questa una modellazione piana. La modellazione non lineare nei pannelli e nei

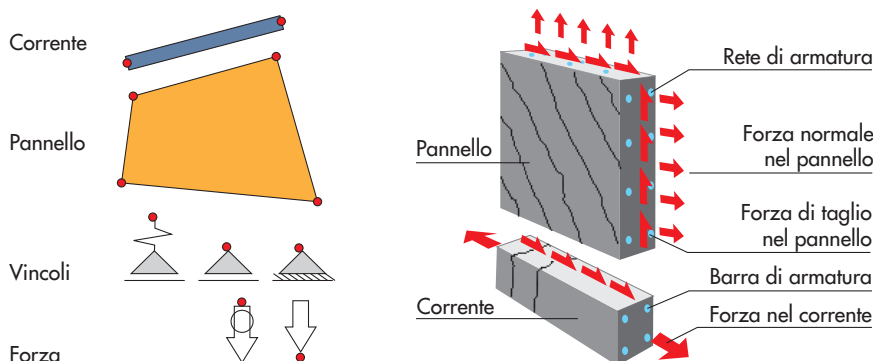


Figura 20 Schema degli elementi impiegati nel programma di calcolo secondo il metodo dei pannelli e dei correnti.

correnti è stata definita nell'ottica di un'analisi limite di verifica di capacità portante SLU (Figure 21 e 22).

In dettaglio nei pannelli, dove il regime statico di tipo bidimensionale è governato da sforzi a taglio, si è considerato una legge costitutiva elasto-plastica. Nei correnti invece, dove prevale un regime statico di tipo monodimensionale con soli sforzi assiali, si è considerato una legge costitutiva elasto-plastica in trazione, che comprende sia l'effetto "tension-stiffening" del calcestruzzo che il comportamento plastico dell'acciaio snervato fino alla deformazione ultima (ultimate strain 0.06), e una legge parabolica del calcestruzzo in compressione, caratterizzata da una deformazione di picco (crushing strain - 0.0011) e a rottura (ultimate strain -0.0035). La struttura piana è stata discretizzata con ele-

menti resistenti di dimensione piuttosto estesa, conformemente con il tipo di modello di calcolo adottato dove risulta centrale la definizione di un'insieme di elementi a formare un meccanismo resistente globale più che la ricerca di una soluzione elastica del continuo. In particolare si è individuato come assi dei correnti i fili che individuato le travi principali dell'orditura del solaio, ovvero gli assi dei pilastri, ed i loro assi mediani. In questo modo si sono costruiti dei modelli in cui i lati dei pannelli hanno una dimensione media di 8 m. Per la discretizzazione adottata si è reso necessario per le condizioni di carico distribuite applicare delle forze risultanti equivalenti in funzione della superficie o larghezza di riferimento. Anche le condizioni di vincolo sono di tipo discreto ed in generale sono di tipo "cerniera" in corrispondenza della connessione con le pareti di controvento.

Figura 21
Esempio di analisi non lineare: mesh, carichi e armatura, curva carico-spostamento.

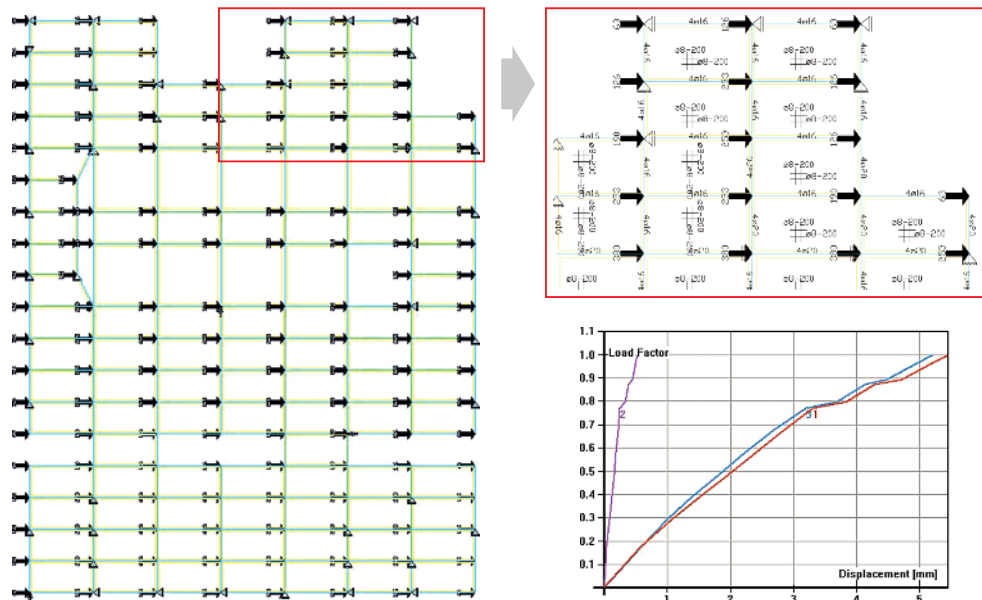
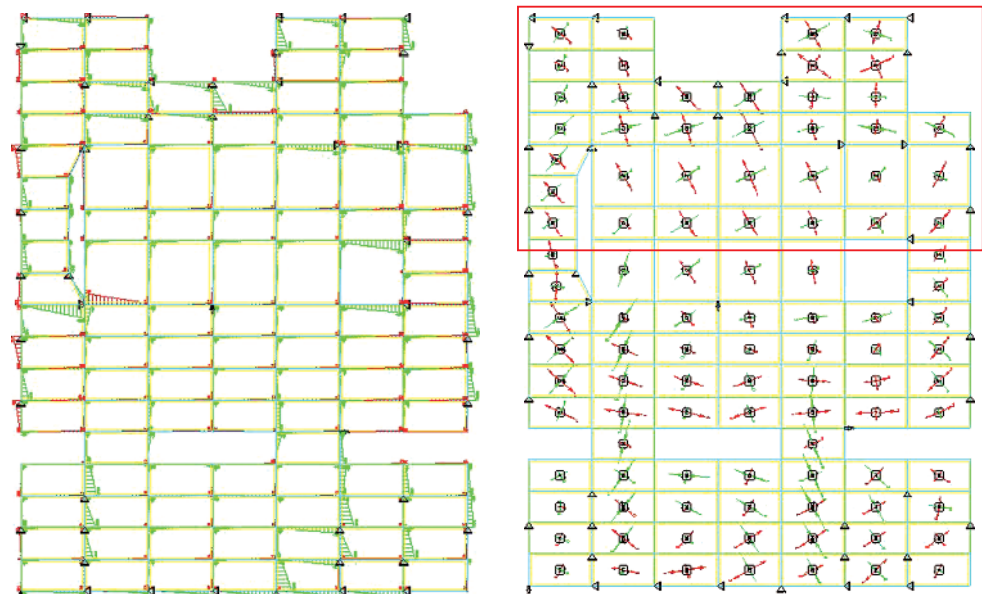


Figura 22
Esempio di analisi non lineare: risultati in termini di sollecitazioni nei pannelli e nei correnti.



4. Strutture prefabbricate

4.1 Descrizione generale

Nell'ambito del centro commerciale in esame la prefabbricazione delle strutture portanti è stata decisiva sia per la complessiva velocità di realizzazione, (montaggio strutture da maggio 2008 ad aprile 2009, con apertura del centro commerciale nella primavera del 2010), sia per la garanzia qualitativa dei manufatti realizzati soprattutto in termini di resistenza e coerenza con le ipotesi di calcolo, oltre che in termini estetici.

I numeri complessivi degli elementi prefabbricati (978 pilastri, 14171 ml di travi e 47202 ml di tegoli di solaio, nonché 12773 m² di pannelli di tamponamento a finitura granigliata), rendono bene l'idea dell'impegno che l'opera ha comportato in termini produttivi, organizzativi e di calcolo (Figura 23).

Gli elementi prefabbricati di solaio (travi e tegoli) sono in gran parte realizzati in cemento armato precompresso (a cavi aderenti e/o post-tesi) con schema di calcolo di semplice appoggio agli estremi, mentre per gli elementi verticali (pilastri prefabbricati) è stata condotta l'analisi globale degli edifici tramite specifici programmi di calcolo agli elementi finiti. Fanno eccezione gli edifici del lotto 2B in cui è stato progettato un sistema ragionato di telai travi-pilastri prefabbricati con nodi incastro realizzati con getto di

completamento in opera; la verifica nei confronti delle azioni sismiche di questi ultimi edifici è stata condotta sempre con modellazione FEM ma con analisi globale statica non lineare (push-over).

4.2 Modellazioni FEM globali degli edifici ad unica elevazione

Per ciascuno degli edifici è stato creato un modello 3-D ad elementi finiti con elementi "frame" per le travi ed i pilastri, ed elementi "shell" per l'impalcato di piano con uno spessore di 11 cm pari al valore medio della caldana gettata in opera e seguendo l'effettiva geometria. L'altezza degli edifici assunta nel calcolo è pari a quella tra l'estradosso del pozzetto di fondazione e l'estradosso caldana, pari a 6.10 m per gli edifici del lotto 2B e variabile per la pendenza del solaio tra 6.70 m e 6.30 m negli edifici dei lotti 3 e 4 (Figure 25 e 26).

Anche in questo caso i modelli sono stati differenziati per gli effetti statici (SLU e SLE) e per la valutazione degli effetti del sisma (SLU ed SLD). La modellazione ed il conseguente calcolo degli edifici ad unica elevazione ha seguito due distinte filosofie di progetto nei confronti dell'azione sismica.



Figura 23
Vista dall'alto del lotto 3
e del lotto 2B

Edifici dei lotti 3 e 4

La destinazione d'uso a parcheggio, sia per il piano terra sia per la copertura, degli edifici dei corpi 3 e 4 ha portato ad una scelta progettuale di edifici con pilastri più snelli e quindi con periodi propri più alti, tali da allontanare il più possibile la risposta strutturale dal plateau dello spettro di risposta elastico che caratterizza il sito, pur comportando spostamenti maggiori ma compatibili con la destinazione d'uso degli edifici.

Lo schema statico prevede pertanto pilastri incastrati al piede (sezione 60 x 60 cm) e travi di solaio incernierate agli estremi; pertanto solo i pilastri sono progettati in modo da sviluppare capacità dissipative isteretiche mediante l'attivazione di cerniere plastiche alla sezione di base al di sopra del plinto di fondazione; questo ha richiesto una staffatura importante al piede dei pilastri (staffe Ø10/7.5 cm a 4 bracci) per un tratto pari a 200 cm in accordo a quanto previ-

sto dall'EC8 per alta duttilità.

Come per il lotto 1 l'azione sismica è stata valutata, sia nella componente orizzontale secondo le due direzioni principali X ed Y sia nella componente verticale (Figura 24), tramite una analisi dinamica lineare con spettro di risposta. Per il calcolo della risposta della struttura è stata usata la combinazione quadratica completa delle forme modali (CQC). Il valore di massa partecipata nelle due direzioni è risultato maggiore o uguale al 98%.

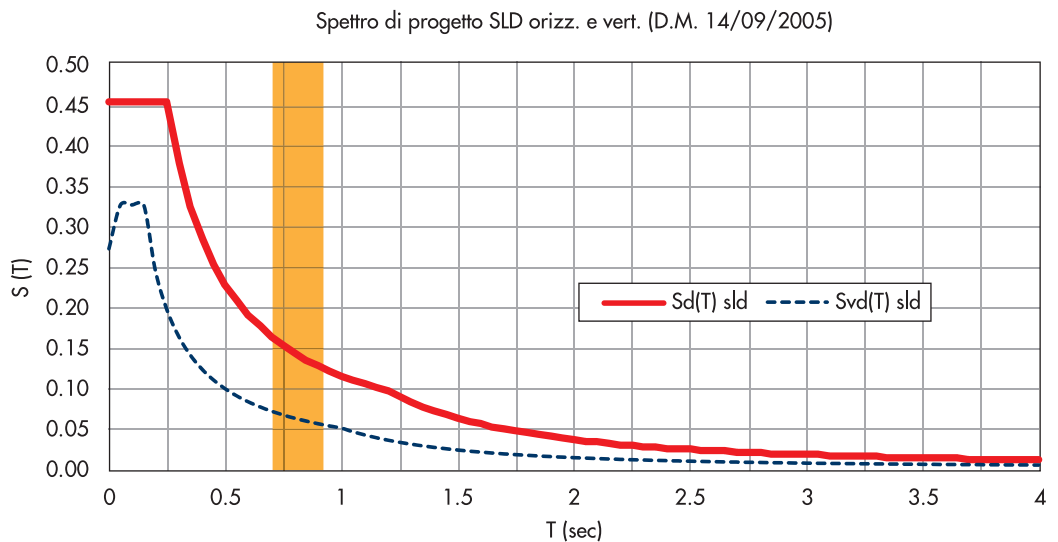
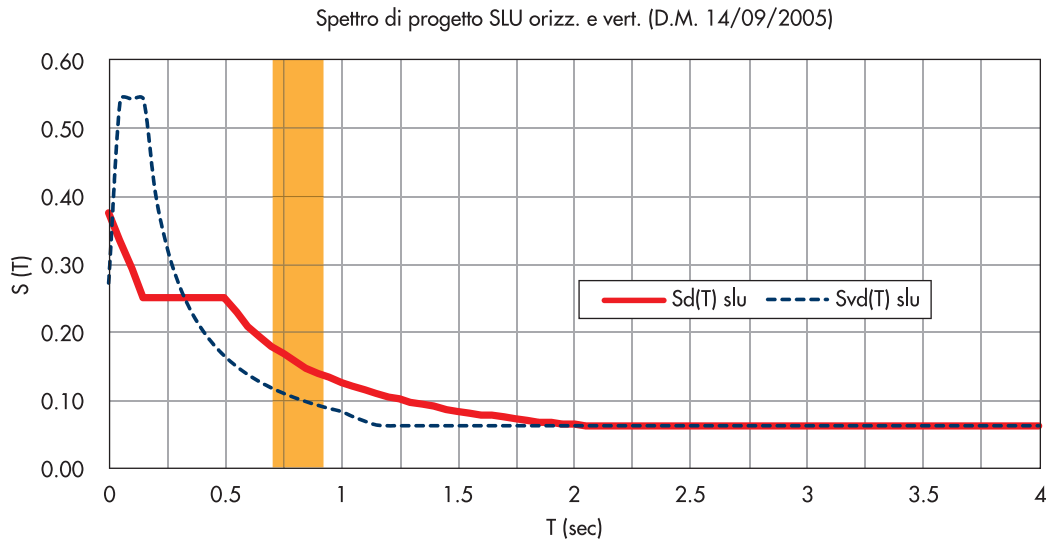
Per la definizione dello spettro SLU di progetto

si è valutato il seguente fattore di struttura:

- Classe di duttilità A (alta)
 $K_D = 1.0$
- Edifici regolari in altezza
 $K_R = 1.0$
- Strutture a telaio prefabbricate
 $q_0 = 3.75$
- Fattore di struttura
 $q = q_0 K_D K_R = 3.75$

Le verifiche a presso-flessione dei pilastri condotte sono quelle classiche di letteratura con classe di calcestruzzo C40/50 (sezione 60 x 60

Figura 24
Spettro di progetto per gli edifici dei lotti 3 e 4: nella fascia evidenziata tra 0.7 e 0.9 sec ricadono i periodi significativi delle strutture che eccitano il 90% della massa delle strutture.



cm con 20Ø24 o 24Ø24), mentre le verifiche a taglio dei pilastri sono state condizionate dal momento resistente della sezione stessa; poiché si è scelto di progettare in classe di duttilità alta è stato infatti verificato che non avvenga un collasso per taglio nei pilastri prima che sia sviluppata completamente la resistenza massima flessionale della sezione resistente, cioè il pilastro è

verificato per un valore di taglio definito come segue:

$$V = \gamma_{Rd} M_{Rp} / L_p \quad (5)$$

in cui

$\gamma_{Rd} = 1,20$ (par. 5.4.2.1 OPCM 3431);

M_{Rp} = momento resistente al piede del pilastro (pilastri isostatici a mensola);

L_p = altezza del pilastro.

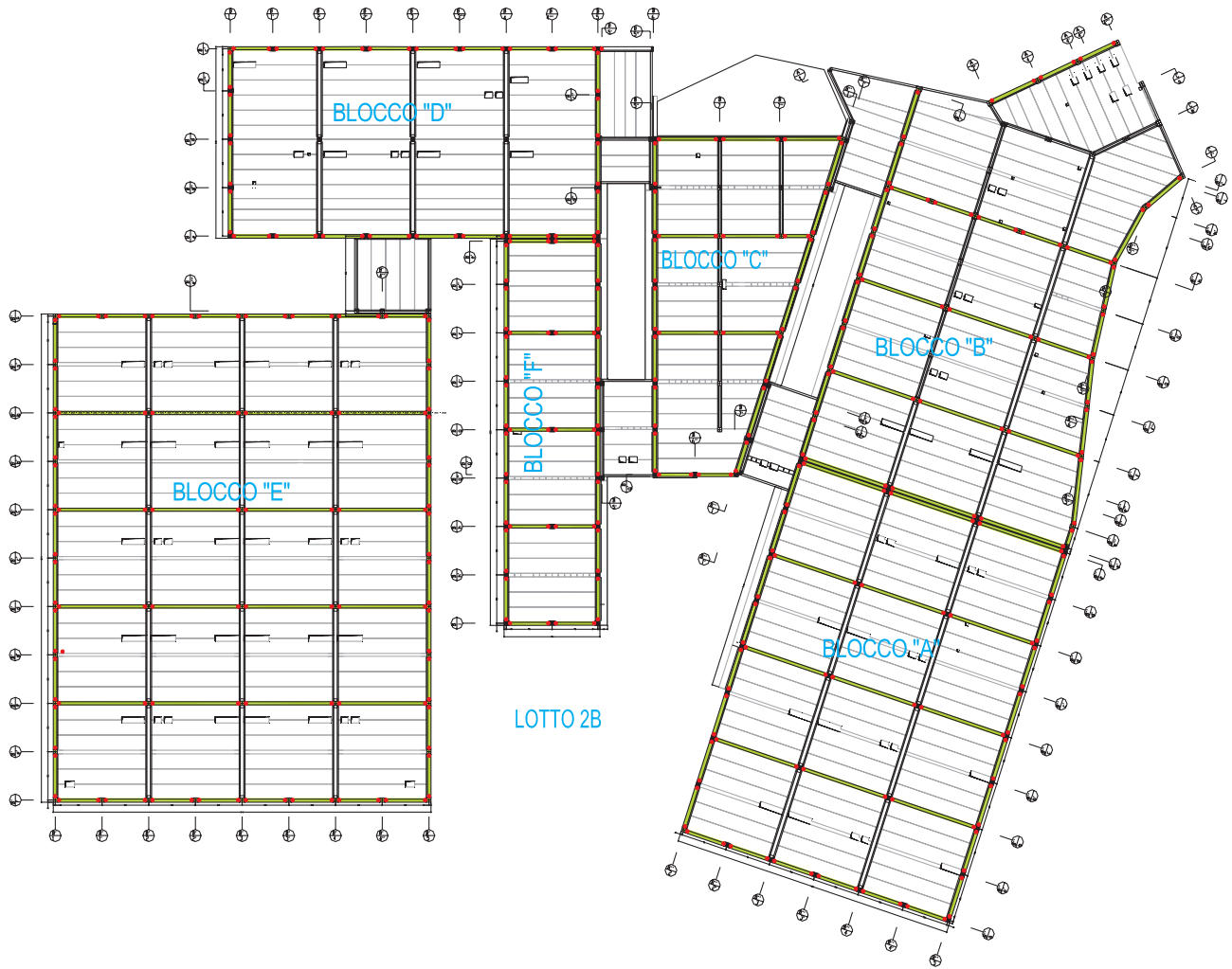


Figura 28
Lotto 2B - Identificazione
dei nodi incastro e dei telai
continui per ogni edificio.

4.3 Analisi statica non lineare (push-over)

Per il progetto degli edifici che costituiscono il lotto 2B nei confronti delle azioni sismiche è stata condotta l'analisi statica non lineare secondo le specifiche dell'OPCM 3274/03 e succ. modif. e del D.M. 14/1/05 vigenti all'epoca della progettazione.

Il metodo in esame, più noto in letteratura con il termine "analisi push-over", consiste nell'applicare alla struttura, oltre ai carichi gravitazionali, una distribuzione di forze orizzontali che vengono tutte scalate, (mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse), in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo in sommità all'edificio fino al raggiungimento delle condizioni ultime. In tal modo si studia la risposta complessiva della struttura in termini elastoplastici.

L'analisi è chiaramente di tipo non lineare, perché mette in conto sia gli effetti di non linearità dei materiali acciaio e calcestruzzo, (formazioni di cerniere plastiche, svergolamenti di elementi compressi, snervamento di elementi in trazione), sia gli effetti di secondo ordine (quindi non

linearità di tipo geometrico) qualora esse assumano un valore non trascurabile.

La norma prevede che si applichino all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, una proporzionale alle masse ed una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare. Poiché per ogni edificio sono considerate due direzioni principali indipendenti X e Y su cui agisce l'azione sismica, sono state applicati 8 diversi sistemi di forze (considerando il positivo e negativo per ogni direzione), e quindi il processo di calcolo descritto in dettaglio più sotto è stato ripetuto per altrettante volte.

Il metodo di calcolo condotto si articola nei seguenti passi:

1. Determinazione del legame forza-spostamento generalizzato tra il taglio alla base dell'edificio F_b e lo spostamento del punto di controllo d_c , normalmente scelto come il baricentro delle masse dell'ultimo piano; la curva non lineare che si ricava prende il nome di *curva di capacità della struttura*.
2. Determinazione delle caratteristiche di un

sistema ad un grado di libertà (1GdL) a comportamento bi-lineare equivalente (Figura 29). La forza F_b^* e lo spostamento d_c^* del sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle seguenti relazioni:

$$F_b^* = F_b / \Gamma \quad (6)$$

$$d_c^* = d_c / \Gamma \quad (7)$$

in cui Γ è il coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrare della struttura relativamente alla direzione sismica considerata e cioè

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}; \quad (8)$$

la curva bilineare equivalente avrà un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Figura seguente). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.6 F_{bu}$ della curva di capacità del sistema equivalente, mentre la forza

di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0.15 F_{bu}^*$. Si ricava pertanto il periodo proprio elastico del sistema 1 GdL è pari a

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} \quad (9)$$

in cui

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

$$K^* = 0.6 F_{bu}^* / d_1^* \text{ con } d_1^* \text{ lo spostamento corrispondente a } 0.6 F_{bu}^*.$$

3. Determinazione della risposta massima in termini di spostamento di tale sistema con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico competente al sito in esame e per ciascun stato limite considerato. Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (Figura 30):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{de}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ la domanda in spo-

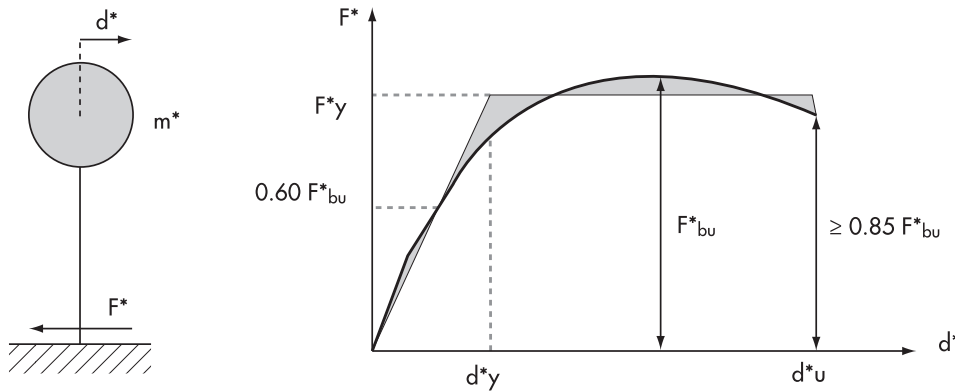


Figura 29
Sistema elasto-plastico equivalente ad un grado di libertà.

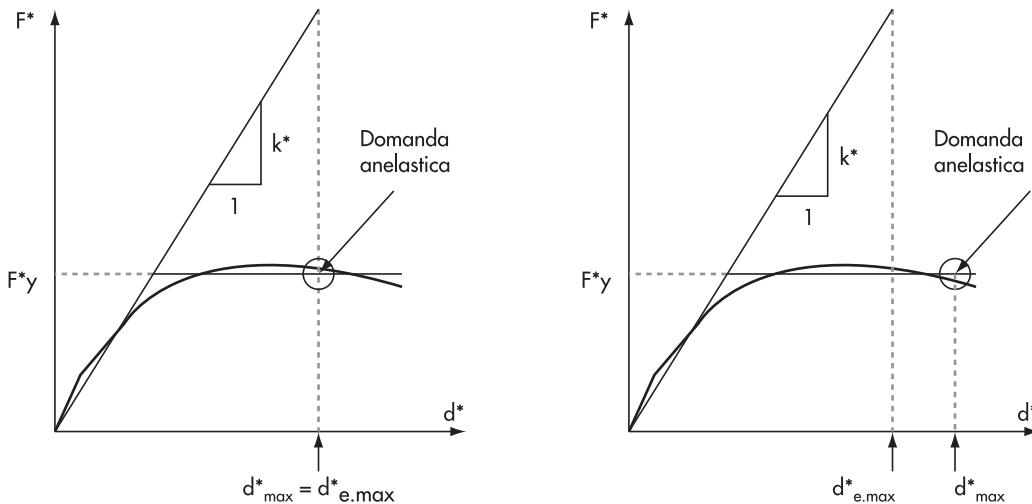


Figura 30
Diagrammi comparativi fra domanda elastica e anelastica della struttura in termini di spostamento ultimo atteso (in gergo "equivalent displacement rule").

stamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. seguente) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* [1 + (q^* - 1) T_C / T^*] / q^* \geq d_{e,max}^*$$

dove $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti per gli stati limite considerati.

Quindi una volta ricavata la domanda in spostamento d_{max}^* per lo stato limite in esame si verifica che sia $d_{max}^* \leq d_u$ e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili. In questo tipo di analisi infatti le verifiche non avvengono in termini di sollecitazione, ma in termini di compatibilità dello spostamento di controllo rispetto ai valori attesi ricavati dagli spettri specifici come visto al punto 3 precedente.

4.4 Analisi push-over

Per tutti i sei edifici che costituiscono il lotto 2B, l'analisi push-over è stata condotta con un programma agli elementi finiti. Per ciascuno degli 8 sistemi di forze applicate i risultati del calcolo sono sintetizzati in una tabella riassuntiva del comportamento delle cerniere plastiche presenti nel modello per ciascuno step dell'analisi. In particolare ogni passo (step) riportato segna un incremento del taglio alla base (base force), ripartito secondo la distribuzione di forze considerata, e lo spostamento (displacement) del punto di controllo ottenuto al passo. I valori numerici riportati nelle colonne adiacenti indicano il numero di cerniere plastiche attivate nel

modello e le colonne ne rappresentano lo stato di danneggiamento. Ogni passo può essere rappresentato separatamente con l'indicazione di quali cerniere plastiche si sono attivate e a quale deformazione plastica sono soggette.

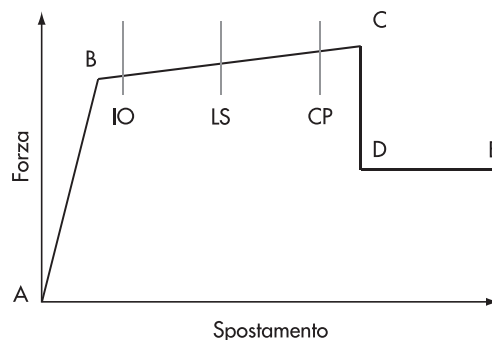
La simbologia indicata nell'elenco sottostante ed in Figura 31 ha il seguente significato:

- il punto B evidenzia l'abbandono della fase elastica e la comparsa del primo meccanismo plastico (cerniera plastica a momento/taglio o effetti combinati PMM);
- il punto IO evidenzia il raggiungimento del primo stato limite denominato "Immediate Occupancy" (rioccupazione immediata), superato il quale si ha un danneggiamento basso, ma comunque tale da rendere necessario un intervento di ripristino locale per la rioccupazione dell'edificio; equivale al "Danno leggero" dell'OPCM 3274;
- il punto LS evidenzia il raggiungimento del secondo stato limite denominato "Life Safety" (Salvataggio della vita), superato il quale si ha un danneggiamento elevato delle strutture;
- il punto CP evidenzia il raggiungimento dell'ultimo stato limite denominato "Collapse Prevention" (Prevenzione del Collasso). Questo livello segna un danneggiamento molto pronunciato prossimo a quello di Collasso (individuato dal punto C). Equivale al "Danno severo" dell'OPCM 3274.

Il collasso individuato dal punto C, risulta un collasso in termini di forza orizzontale, cioè le membrature della struttura sono così danneggiate da non sopportare più forze orizzontali, ma permane una resistenza residua ai carichi verticali. Il collasso vero e proprio è indicato dal punto E.

Inoltre, mentre il valore di IO e CP sono dettati da ragionamenti fisici, il valore LS è un valore di riferimento scelto opportunamente tra i due precedenti. Si evidenzia che al fine di computare correttamente i carichi verticali statici, è stata effettuata inizialmente un'analisi statica non lineare,

Figura 31
Diagramma forza-spostamento del sistema con in evidenza i diversi livelli di prestazione/danno sismico atteso nella struttura.



denominata "StaticaNL", in cui vengono attivati solo i carichi verticali; tutte le altre analisi statiche non lineari denominate "Push" o "PushUnif" prendono avvio dallo stato deformativo finale della "StaticaNL", cioè la matrice di rigidezza al primo passo delle analisi push-over tiene conto della situazione deformativa dei carichi verticali. Si è anche verificato che in condizioni statiche, (applicazione dei soli carichi statici), non si attivi alcuna cerniera plastica.

Le verifiche sono state condotte controllando che la domanda in termini di spostamento sia inferiore alle capacità prestazionali della struttura per ciascun stato limite previsto (SLD e SLU).

In particolare:

- per SLD o danno leggero si verifica che la domanda in termini di spostamento, cioè il valore di spostamento letto nello spettro elastico di danno, competente al periodo T^* , sia inferiore alla prestazione della struttura al raggiungimento del livello IO da parte della prima cerniera plastica;
- per il rispetto del "drift" di piano si verifica che lo spostamento massimo di interpiano

accettabile (1% dell'altezza di interpiano) sia superiore allo spostamento offerto dalla prestazione della struttura per lo SLD;

- per SLU o danno severo si verifica che la domanda in termini di spostamento, cioè il valore di spostamento letto nello spettro elastico, competente al periodo T^* , sia inferiore alla prestazione della struttura al raggiungimento del livello CP da parte della prima cerniera plastica.

4.5 Risultati dell'analisi push-over del corpo A - lotto 2B

Per evidenti ragioni di sintesi si riportano in dettaglio solamente i risultati dell'analisi push-over condotta per il corpo A del lotto 2B, (il primo dei 6 edifici calcolati con analisi statica non lineare). Le figure seguenti mostrano il modello ad elementi finiti utilizzato (Figura 32) e le curve di capacità reale e scalata sia per distribuzione di forze agenti proporzionale al primo modo, sia per distribuzione di forze agenti proporzionale alle masse, nonché due esempi di tabella riassuntiva con relative verifiche.

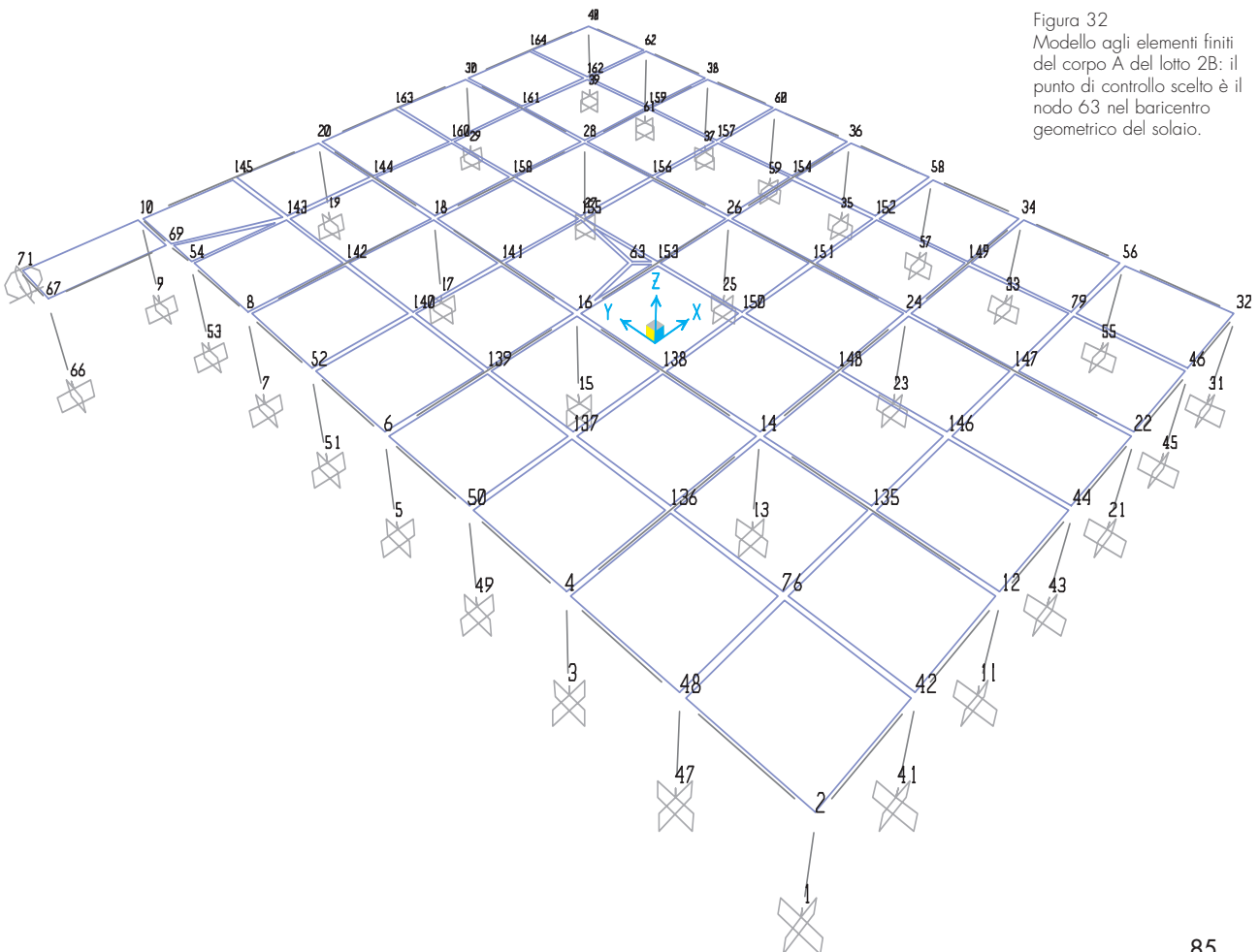


Figura 32
Modello agli elementi finiti del corpo A del lotto 2B: il punto di controllo scelto è il nodo 63 nel baricentro geometrico del solaio.

Figura 33
Curve di capacità curve di capacità reale e scalata per distribuzione di forze agenti proporzionale al primo modo (corpo A-lotto 2B).

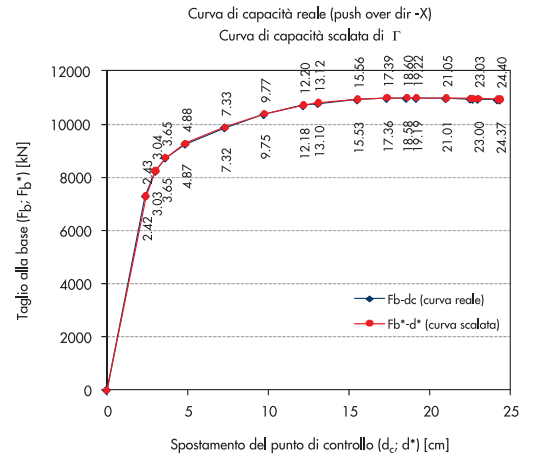
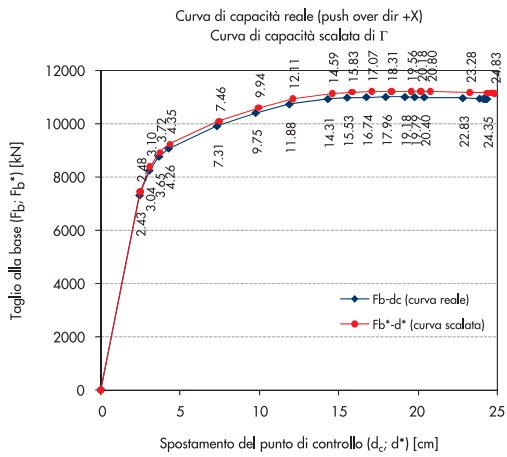
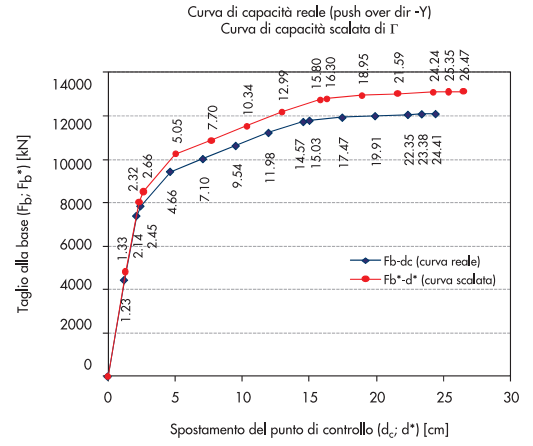
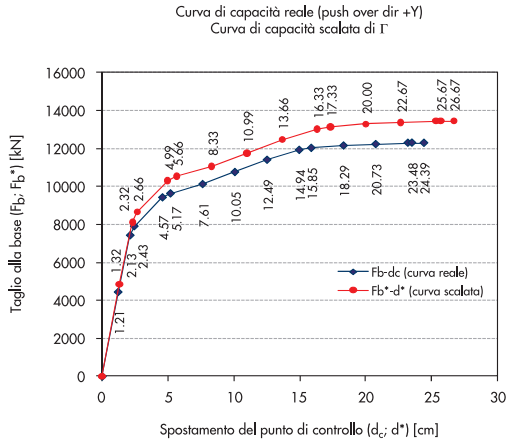


Figure 34
Curve di capacità curve di capacità reale e scalata per distribuzione di forze agenti proporzionale alle masse (corpo A-lotto 2B).

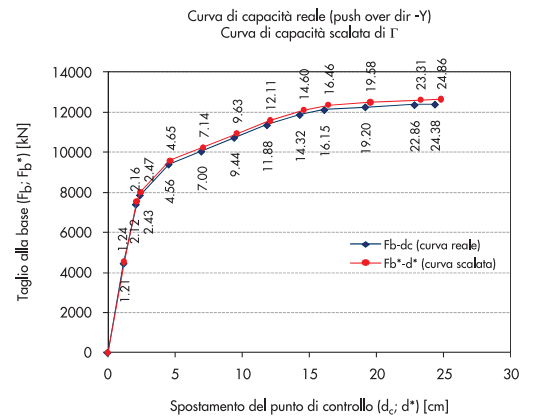
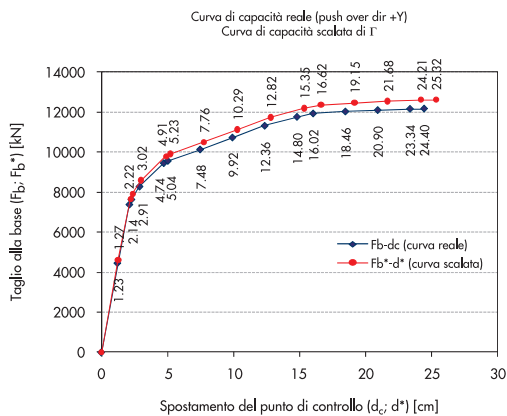
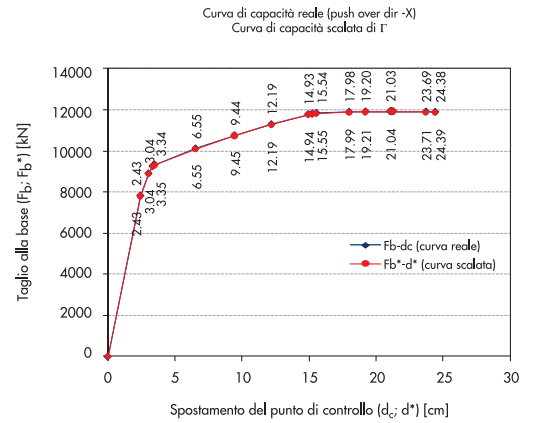
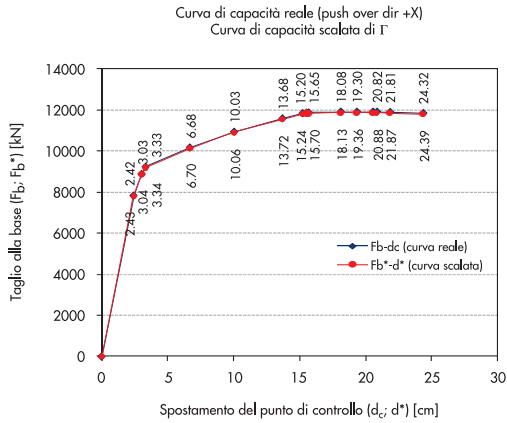


Tabella 10 - Riassunto dell'analisi push-over e relative verifiche (sisma dir. +X - corpo A - lotto 2B)

Passo	Spostamento cm	Forza alla base KN	AtoB	BtoO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Totale	d _c * cm	F _b * KN
0	0.00	0.00	134	0	0	0	0	0	0	0	0	134	0.00
1	2.43	7305.32	120	14	0	0	0	0	0	0	0	134	2.48
2	3.04	8236.84	101	33	0	0	0	0	0	0	0	134	3.10
3	3.65	8760.39	88	46	0	0	0	0	0	0	0	134	3.72
4	4.26	9069.50	76	54	4	0	0	0	0	0	0	134	4.35
5	7.31	9906.16	64	43	27	0	0	0	0	0	0	134	7.46
6	9.75	10402.88	56	31	42	5	0	0	0	0	0	134	9.94
7	11.88	10728.11	45	34	40	9	0	6	0	0	0	134	12.11
8	14.31	10926.56	42	34	31	12	0	15	0	0	0	134	14.59
9	15.53	10977.42	37	38	30	9	1	19	0	0	0	134	15.83
10	16.74	10999.44	36	37	30	6	0	25	0	0	0	134	17.07
11	17.96	11005.25	36	29	29	12	0	28	0	0	0	134	18.31
12	19.18	11003.31	36	27	28	12	0	31	0	0	0	134	19.56
13	19.79	10996.97	35	27	26	15	0	31	0	0	0	134	20.18
14	20.40	10993.47	34	27	26	15	0	32	0	0	0	134	20.80
15	22.83	10961.68	33	25	24	15	0	37	0	0	0	134	23.28
16	23.89	10941.76	32	25	25	10	0	42	0	0	0	134	24.36
17	24.12	10935.10	32	25	25	9	0	43	0	0	0	134	24.60
18	24.21	10936.91	32	25	25	8	0	44	0	0	0	134	24.68
19	24.24	10932.15	32	24	26	8	0	44	0	0	0	134	24.71
20	24.29	10933.33	32	24	26	8	0	44	0	0	0	134	24.77
21	24.35	10927.20	32	24	25	9	0	44	0	0	0	134	24.83

Parametri della curva Push-over (FEMA 356 - Push +X)													
C0	C1	C2	C3	Sa	Te	Ti	Vy	Ki	Ke	α	R	Peso	Cm
							KN	KN/cm	KN/cm			KN	
0.980709	1	1	1	0.710914	0.787719	0.787719	8762.687	3008.802	3008.802	0.075757	3.779181	46582.01	1

Nota: C0 = Γ = fattore di partecipazione modale.
 Punto di controllo nodo: 63

Sistema bilineare equivalente

F_{bu}^* =	11221.73 kN	valore max del taglio alla base
$0,6 F_{bu}^*$ =	6733.04 kN	60% del valore max del taglio alla base
d_1^* =	2.24 cm	spostamento corrispondente a $0,6 F_{bu}^*$ letto nella curva di capacità
$K^* = 0,6 F_{bu}^* / d_1^*$ =	3008.7 kN/cm	rigidezza secante del sistema bilineare equivalente
m^* =	47.48 kN/cm s ²	massa del sistema bilineare equivalente
$T^* = 2\pi \sqrt{m^* / k^*}$ =	0.789 sec	periodo del sistema bilineare equivalente

Domanda in termini di spostamento

Poiché risulta $T^* > T_c = 0,5$ sec lo spostamento massimo del sistema anelastico è pari a quello del sistema elastico equivalente.

danno leggero

$S_d(T^*)$ =	0.143	valore dello spettro SLD per T^*
$S_{De}(T^*) = S_d(T^*) (T^*/2n)^2$ =	2.21 cm	domanda di spostamento per danno leggero SLD del sistema bilineare equivalente
$d_{max} = S_{De}(T^*) \Gamma$ =	2.16 cm	domanda di spostamento effettivo per danno leggero SLD

danno severo

$S_d(T^*)$ =	0.594	valore dello spettro SLE per T^*
$S_{De}(T^*) = S_d(T^*) (T^*/2n)^2$ =	9.19 cm	domanda di spostamento per danno severo SLU del sistema bilineare equivalente
$d_{max} = S_{De}(T^*) \Gamma$ =	9.02 cm	domanda di spostamento effettivo per danno severo SLU

drift di piano

si richiede che il drift di piano non sia superiore allo 1,0% dell'interpiano, cioè:

Δh =	6.10 m	struttura ad una sola elevazione
$d_p = 1,0\% \Delta h$ =	6.10 cm	drift max di piano

Verifica delle prestazioni della struttura

Si verifica per la domanda di spostamento richiesta in ognuno degli SL considerati, i componenti strutturali dell'edificio siano in grado di rispondere entro i limiti seguenti:

danno leggero

- verificare che il valore max dello spostamento corrispondente alla prima sezione strutturale che raggiunge una rotazione del 0.3% (0.003 rad) sia superiore a quello della domanda:
 step IO nr. 4 $d_u = 4.26$ cm valore dello spostamento (prestazione) effettivo del punto di controllo della struttura al raggiungimento del limite di danno leggero;
 $d_u = 4.26 > d_{max} = 2.16$ cm **la verifica è soddisfatta!**

- si verifica che il drift di piano di progetto (valore massimo dello spostamento corrispondente allo SLD) sia compatibile con il valore dello spostamento corrispondente al raggiungimento del limite di danno leggero sopra definito:
 $d_p = 6.10 > d_u = 4.26$ cm **la verifica è soddisfatta!**

danno severo

- controllo della capacità rotazionale delle sezioni, verificando che lo spostamento d^* raggiunto nella curva di capacità in corrispondenza del passo di analisi in cui la prima sezione raggiunge il 75% della rotazione ultima, sia inferiore alla domanda di spostamento sopra definita:
 step CP nr. 6 $d_u = 9.75$ cm valore dello spostamento (prestazione) effettivo del punto di controllo della struttura al raggiungimento del limite di danno severo;
 $d_u = 9.75 > d_{max} = 9.02$ cm **la verifica è soddisfatta!**

Verifica effetti del secondo ordine

Per gli effetti del secondo ordine si fa riferimento a quanto indicato nel par.4.11.1.1 OPCM 3431 del 3/5/05, per cui risulta:

$$\theta = P d_i / V h = 0.061 < 0.10 \text{ quindi NON occorre verifica per effetti del secondo ordine}$$

in cui

P =	46582.01 kN	carico verticale totale di tutti i piani superiori al primo
d_i =	9.02 cm	spostamento medio di interpiano per SLU
V =	11221.73 kN	forza orizzontale totale al piano in esame
h =	610.00 cm	altezza di interpiano

Tabella 11 - Riassunto dell'analisi push-over e relative verifiche (sisma dir. +Y - corpo A - lotto 2B).

Passo	Spostamento cm	Forza alla base KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Totale	d _c * cm	F _b * KN
0	0.01	0.00	134	0	0	0	0	0	0	0	134	0.01	0.00
1	1.21	4445.70	133	1	0	0	0	0	0	0	134	1.32	4860.93
2	2.13	7430.54	113	21	0	0	0	0	0	0	134	2.32	8124.56
3	2.43	7907.99	94	40	0	0	0	0	0	0	134	2.66	8646.61
4	4.57	9423.91	77	57	0	0	0	0	0	0	134	4.99	10304.12
5	5.17	9633.76	69	54	11	0	0	0	0	0	134	5.66	10533.57
6	7.61	10123.09	69	19	46	0	0	0	0	0	134	8.33	11068.60
7	10.05	10754.62	69	15	50	0	0	0	0	0	134	10.99	11759.12
8	12.49	11401.03	64	20	18	32	0	0	0	0	134	13.66	12465.90
9	14.94	11920.58	63	21	1	20	0	29	0	0	134	16.33	13033.99
10	15.85	12025.82	63	20	1	18	0	32	0	0	134	17.33	13149.05
11	18.29	12152.12	63	19	2	2	0	48	0	0	134	20.00	13287.15
12	20.73	12227.46	63	19	2	0	0	50	0	0	134	22.67	13369.52
13	23.17	12298.88	62	20	2	0	0	50	0	0	134	25.34	13447.62
14	23.48	12303.13	59	23	2	0	0	50	0	0	134	25.67	13452.27
15	24.39	12296.93	58	24	2	0	0	50	0	0	134	26.67	13445.48

Parametri della curva Push-over (FEMA 356 - Push +X)													
C0	C1	C2	C3	Sa	Te	Ti	Vy KN	Ki KN/cm	Ke KN/cm	α	R	Peso KN	Cm
0.914577	1	1	1	0.809572	0.691723	0.686481	8509.886	3670.086	3614.669	0.082288	4.431494	46582.01	1

Nota: C0 = Γ = fattore di partecipazione modale.
 Punto di controllo nodo: 63

Sistema bilineare equivalente

F_{bu}^*	13452.27 kN	valore max del taglio alla base
$0,6 F_{bu}^*$	8071.36 kN	60% del valore max del taglio alla base
d_1^*	2.31 cm	spostamento corrispondente a $0,6 F_{bu}^*$ letto nella curva di capacità
$K^* = 0,6 F_{bu}^*/d_1^*$	3496.7 kN/cm	rigidezza secante del sistema bilineare equivalente
m^*	47.48 kN/cm s ²	massa del sistema bilineare equivalente
$T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$	0.732 sec	periodo del sistema bilineare equivalente

Domanda in termini di spostamento

Poiché risulta $T^* > T_c = 0,5$ sec lo spostamento massimo del sistema anelastico è pari a quello del sistema elastico equivalente.

danno leggero

$S_d(T^*)$	0.154	valore dello spettro SLD per T^*
$S_{De}(T^*) = S_d(T^*) \cdot (T^*/2\pi)^2$	2.05 cm	domanda di spostamento per danno leggero SLD del sistema bilineare equivalente
$d_{max} = S_{De}(T^*) \cdot \Gamma$	1.87 cm	domanda di spostamento effettivo per danno leggero SLD

danno severo

$S_d(T^*)$	0.640	valore dello spettro SLE per T^*
$S_{De}(T^*) = S_d(T^*) \cdot (T^*/2\pi)^2$	8.53 cm	domanda di spostamento per danno severo SLU del sistema bilineare equivalente
$d_{max} = S_{De}(T^*) \cdot \Gamma$	7.80 cm	domanda di spostamento effettivo per danno severo SLU

drift di piano

si richiede che il drift di piano non sia superiore allo 1,0% dell'interpiano, cioè:

Δh	6.10 m	struttura ad una sola elevazione
$d_p = 1,0\% \Delta h$	6.10 cm	drift max di piano

Verifica delle prestazioni della struttura

Si verifica per la domanda di spostamento richiesta in ognuno degli SL considerati, i componenti strutturali dell'edificio siano in grado di rispondere entro i limiti seguenti:

danno leggero

- verificare che il valore max dello spostamento corrispondente alla prima sezione strutturale che raggiunge una rotazione del 0.3% (0.003 rad) sia superiore a quello della domanda:
 step IO nr. 5 $d_u = 5.17$ cm valore dello spostamento (prestazione) effettivo del punto di controllo della struttura al raggiungimento del limite di danno leggero;
 $d_u = 5.17 > d_{max} = 1.87$ cm **la verifica è soddisfatta!**

- si verifica che il drift di piano di progetto (valore massimo dello spostamento corrispondente allo SLD) sia compatibile con il valore dello spostamento corrispondente al raggiungimento del limite di danno leggero sopra definito:
 $d_p = 6.10 > d_u = 5.17$ cm **la verifica è soddisfatta!**

danno severo

- controllo della capacità rotazionale delle sezioni, verificando che lo spostamento d^* raggiunto nella curva di capacità in corrispondenza del passo di analisi in cui la prima sezione raggiunge il 75% della rotazione ultima, sia inferiore alla domanda di spostamento sopra definita:
 step CP nr. 8 $d_u = 12.49$ cm valore dello spostamento (prestazione) effettivo del punto di controllo della struttura al raggiungimento del limite di danno severo;
 $d_u = 12.49 > d_{max} = 7.80$ cm **la verifica è soddisfatta!**

Verifica effetti del secondo ordine

Per gli effetti del secondo ordine si fa riferimento a quanto indicato nel par.4.11.1.1 OPCM 3431 del 3/5/05, per cui risulta:

$\theta = P d_i / V h = 0.044 < 0.10$ **quindi NON occorre verifica per effetti del secondo ordine**

in cui

$P =$	46582.01 kN	carico verticale totale di tutti i piani superiori al primo
$d_i =$	7.80 cm	spostamento medio di interpiano per SLU
$V =$	13452.27 kN	forza orizzontale totale al piano in esame
$h =$	610.00 cm	altezza di interpiano

4.6 Definizione delle cerniere plastiche

La modellazione di calcolo adottata per l'analisi push-over è del tipo a plasticità concentrata, cioè la non linearità viene concentrata in opportuni punti della struttura (cerniere plastiche) ed il resto della struttura rimane in campo elastico lineare. Nel caso specifico la semplicità dell'impianto strutturale ha permesso di individuare con sufficiente precisione le zone di possibile sviluppo di cerniere plastiche. In particolare ad ogni nodo di testa e piede nei pilastri è stato assegnato una cerniera plastica di tipo PMM (pressoflessione deviata), nella quale l'entrata nel campo plastico è dovuta al raggiungimento delle caratteristiche di sollecitazioni tali da lambire il dominio di interazione PMM (Sforzo normale - Momento flettente asse 2, Momento flettente asse 3), mentre agli estremi delle travi incastrate sono state assegnate cerniere plastiche dal comportamento a solo momento flettente M3 (flessione pura, Figura 35). Durante l'analisi push-over si attiveranno più o meno di queste assegnate presunte cerniere plastiche, definite da opportuna legge di comportamento e dopo aver fissato sia la sezione geometrica sia l'armatura da disporre. Per questo

scopo sulla struttura in esame è stato compiuto un predimensionamento in funzione solo delle sollecitazioni statiche. Nel caso specifico le travi a cui è stato assegnato il vincolo di continuità agli estremi hanno sezione ad L con anima 60 cm ed altezza complessiva pari a 75 cm se portanti il solaio oppure sezione rettangolare 50 x 75 cm; l'armatura delle cerniere plastiche di tutte le travi è stata assegnata pari sempre a 3φ24 inferiori e 4φ24 superiori, compatibilmente con la reale possibilità tecnologica in cantiere di realizzare il nodo in testa ai pilastri. I pilastri hanno tutti sezione filante 70 x 70 cm. Per la definizione della cerniera plastica è necessario fissare alcuni parametri caratteristici, tra cui:

- *legge momento-curvatura*: questa legge è passata in forma adimensionale nella forma M/M_y (momento/momento di snervamento) e R/R_y (rotazione/rotazione di snervamento). In questo modo non è necessario calcolare il dominio di rottura della sezione al fine di ricavarsi i valori caratteristici di snervamento. Questo risulterebbe particolarmente oneroso, soprattutto tenendo conto del fatto che durante le fasi di analisi lo sforzo normale

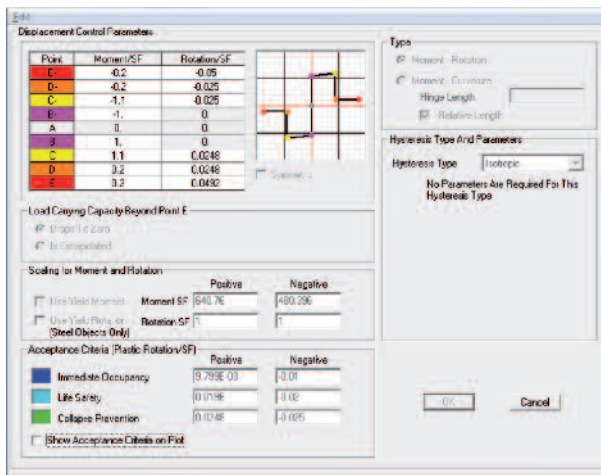


Figura 35
Caratteristiche delle cerniere plastiche alle estremità delle travi (solo per momento flettente M3 sul piano verticale) – Diagramma momento rotazione.

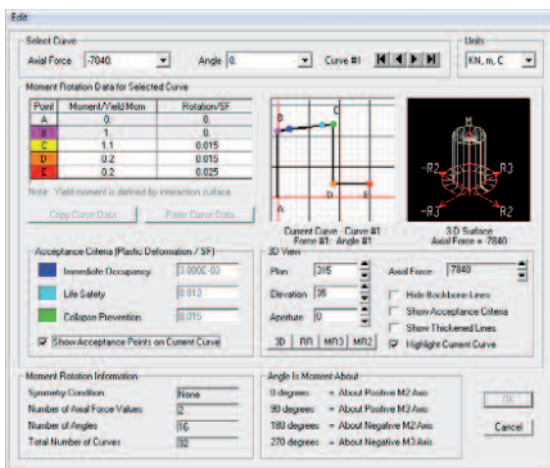
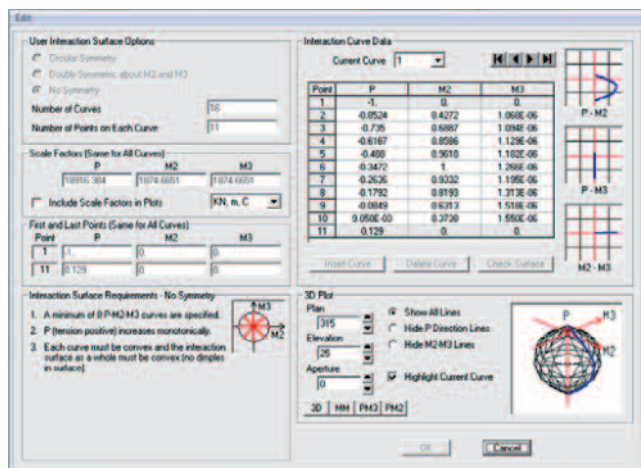


Figura 36
Caratteristiche delle cerniere plastiche alle estremità dei pilastri (per P-M2-M3) – Diagramma momento rotazione e superfici di interazione.



presente sui pilastri si modifica andando a modificare a sua volta i valori di momento plastico. Come risulta evidente dalla figura sottostante è stato supposto un andamento incrudente. I valori passati devono essere dedotti in funzione del tipo di sezioni utilizzate. Sono presenti in letteratura numerosi casi analizzati e normalmente per le sezioni in c.a. viene fatto riferimento al documento ATC40 (2005) delle norme americane.

- *Valori da assegnare ai diversi stati limite rispetto a cui sono eseguite le verifiche:*

IO occupazione immediata (SLD): rotazione massima della sezione pari a 0.3% (0,003 rad);

LS salvataggio delle vite (non di interesse per le norme italiane);

CP prevenzione del collasso (SLU): rotazione massima della sezione pari al 75% della rotazione ultima.

- *Proprietà dei materiali:* nell'analisi push-over si adottano i valori medi delle proprietà dei materiali (quindi senza coefficienti riduttivi), di cui si riportano i diagrammi (Figure 37 e 38).

Figura 37
Diagramma per calcestruzzo dei pilastri prefabbricati (C40/50) e delle travi (C45/55).

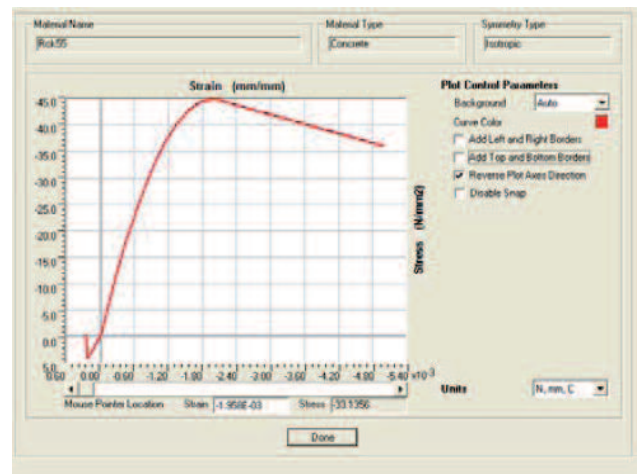
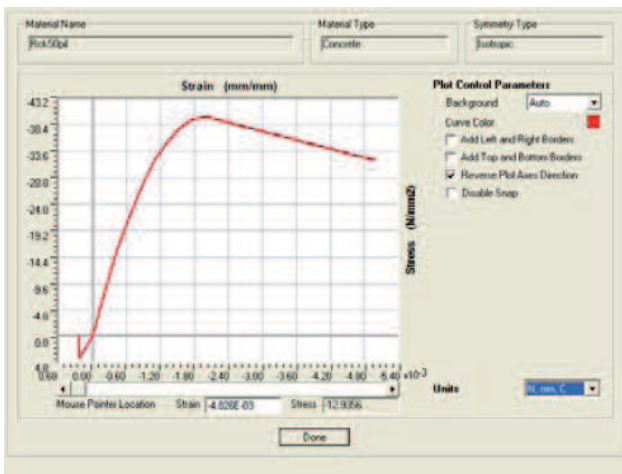
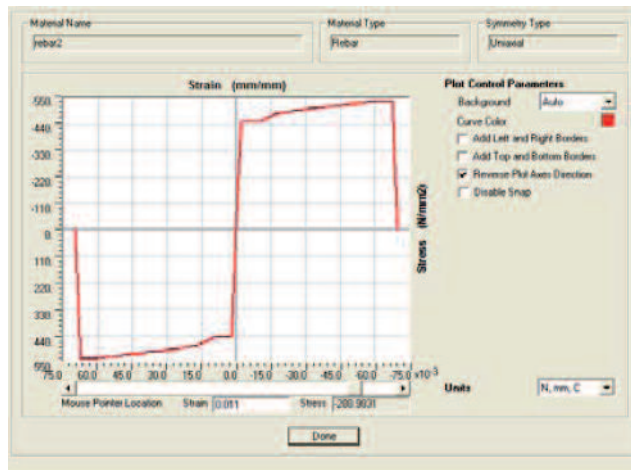


Figura 38
Diagramma per acciaio d'armatura (B450C).



4.7 Il nodo incastro tra gli elementi prefabbricati

Aspetto significativo della progettazione del lotto 2B è stato lo studio esecutivo del nodo incastro da realizzare tra gli elementi prefabbricati (travi e pilastri) al fine di rispettare le ipotesi alla base del calcolo e la velocità esecutiva richiesta dall'opera (Figure 39, 40 e 41). Oltre ai pilastri ed alle travi prefabbricate sono stati preassemblate le gabbie di armatura che costituiscono il confinamento del nodo e le travi sono state dotate già dell'armatura superiore necessaria da posizionare con opera-

zioni semplici. Le staffe di confinamento del nodo sono costituite da Ø10/15 a 4 bracci con staffe interne rettangolari oppure ottagonali a seconda della geometria del nodo al fine di evitare le interferenze con le armature verticali.

Le armature inferiori delle travi sono già comprese nelle travi prefabbricate e sono state posizionate sfalsate ai due estremi sia in piano sia in altezza in modo che in fase di assemblaggio non si verificano interferenze e venga garantita la sovrapposizione necessaria.

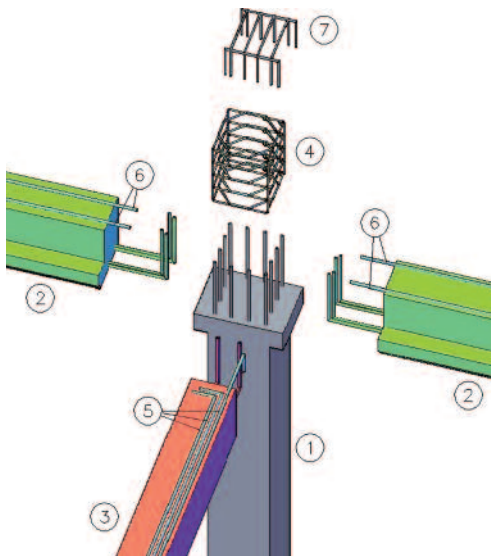


Figura 39
Fasi esecutive di
assemblaggio del nodo e
prove di assemblaggio in
stabilimento.

FASI DI MONTAGGIO DEI NODI INCASTRO

1. Montaggio del pilastro
2. Montaggio delle travi portanti i tegoli
3. Montaggio delle travi secondarie
4. Inserimento della gabbia di staffe preassemblata
5. Sfilamento e posizionamento delle armature superiori delle travi secondarie
6. Sfilamento e posizionamento delle armature superiori delle travi portanti
7. Posizionamento delle staffe di chiusura superiori
8. Disposizioni della carpenteria
9. Getto del nodo insieme alle caldane di solaio

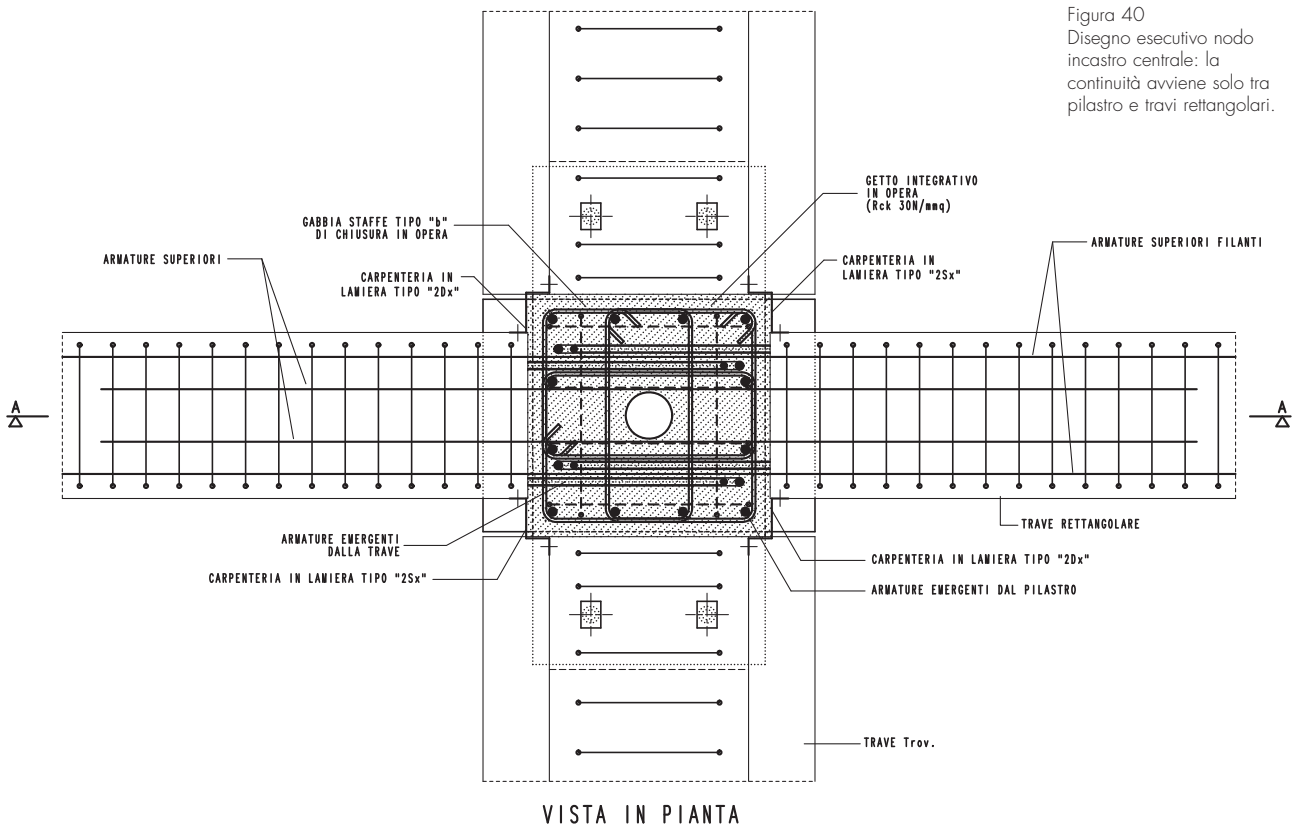


Figura 40
Disegno esecutivo nodo
incastro centrale: la
continuità avviene solo tra
pilastro e travi rettangolari.

VISTA IN PIANTA

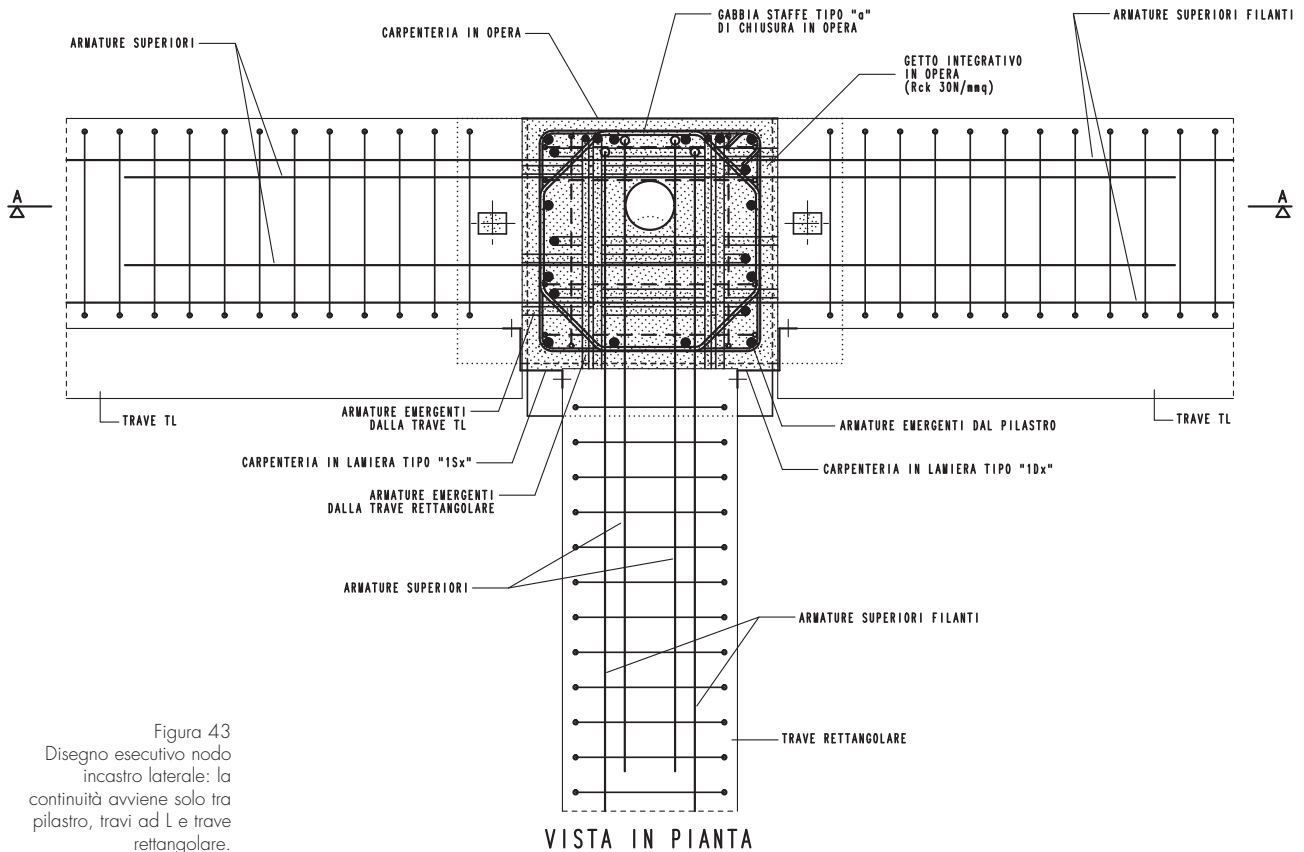


Figura 43
Disegno esecutivo nodo
incastro laterale: la
continuità avviene solo tra
pilastro, travi ad L e trave
rettangolare.

Ringraziamenti

Con il presente lavoro si vuole ringraziare innanzitutto i rispettivi uffici tecnici (Lombardi-Reico Srl e SICEP Spa) per la proficua collaborazione e gli apprezzabili risultati attesi durante la stesura del progetto, particolare ringraziamento è rivolto ai rispettivi direttori Ing. Giorgio Pedrazzi e Ing. Salvatore Porto

per i preziosi consigli ed il continuo e sempre importante confronto tecnico.

Si ringrazia inoltre ICOM Spa committente dell'opera, Immobiliare Europea Spa General Contractor, S.I.A.Ge.T. Srl nella persona dell'ing. Renato Greco, progettista incaricato, e la Rossetti Engineering Srl che ha coordinato il progetto costruttivo.

Bibliografia

- ACI 318 "Building code requirements for structural concrete and commentary".
- Blaauwendraad J., Hoogenboom P.C.J. (1994) - Stringer-Panel-Model (SPM) for structural concrete design, Proceedings of Euro-International Conference on Computational Modelling of Concrete Structures, Innsbruck, pp. 825-843.
- Blaauwendraad J., Hoogenboom P.C.J. (1996) - Stringer Panel Model for Structural Concrete Design, ACI Structural Journal, V. 93, No. 3, May-June, pp. 295-305. (copia in Allegato 2)
- FEMA 440 (2005) - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by ATC, ATC-55 Project, Redwood City CA, June 2005.
- Gazetas G. (1991) - Foundation Vibrations, Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Fang H.Y., Ed., Van Nostrand Reinholds, Chapter 15, pp. 553-593.
- Gruppo di Lavoro (2004) - Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Con-

clusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici).

- Kim S. Elliot (1996) - Multi-Storey precast concrete framed structures. Ed. Blackwell Science.
- Migliacci A., Mola F. (1996) - Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. Parte prima e seconda, Ed. Masson.
- Paulay T., Priestley M.J.N. (1992) - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Ed. John Wiley & Sons, Inc.
- Restrepo J.I. (2003) - Seismic design of reinforced concrete structures, Rose School.
- SEAOB Blue Book (2000) - Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design, Appendix B.
- Simone A., Malerba P.G. (2001) - Schemi discreti nel progetto di strutture piane in c.a., il modello stringer-and-panel, Atti del Workshop S&T, Firenze.
- Simone A., Malerba P.G., Bontempi F. (1999) - Modellazione di zone diffuse in elementi in c.a. mediante il modello a pannelli e correnti", Giornate Aicap '99, Torino 4-6 Novembre.

Software MIDAS CIVIL/GEN

<http://en.midasuser.com>

Software SAP 2000

<http://www.csiberkeley.com/sap2000>

Software SPANCAD

<http://www.mechanics.citg.tudelft.nl/spancad/>

Vecchio F.J., Collins M.P. (1986) - The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Proceedings V. 83, No. 2, March-April, pp. 219-231.