

CAPITOLO 7

LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ

E DEL RISCHIO SIMICO

7.1 METODOLOGIA SEMPLIFICATA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO¹

Gran parte degli edifici realizzati in cemento armato in Italia, e soprattutto nel Meridione, sono stati costruiti nel secondo dopoguerra, periodo di ricostruzioni e forti espansioni urbane, in cui il sistema innovativo Hennebique² è stato prediletto, poiché più economico e versatile rispetto alle consolidate tecniche costruttive.

La tendenza alla realizzazione di edifici slanciati, dovuta alla ricerca di virtuosismi progettuali sempre più arditi e originali, accoppiata alla propensione al risparmio su materiali e mano d'opera, ha spesso condotto alla realizzazione di edifici con pilastri estremamente snelli e scarsamente armati. Inoltre, la qualità del patrimonio edilizio è tale da

¹ Cfr. A. Masi, M. Dolce, M. Vona, F.R. Telesca, *“Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in c.a. a struttura intelaiata realizzati dopo il 1970”*, Potenza, 2001

Cfr. A. Masi, M. Vona, Atti del XI Congresso Nazionale *“L’ingegneria sismica in Italia”*, Genova, 25-29 maggio 2004

Cfr. M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 *“La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)”*, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all’ingegneria dell’Università della Basilicata, Potenza, 2005

Cfr. M. Dolce, A. Masi, C. Cianciarulo, D. Ferrara, C. Moroni, C. Samela, G. Santarsiero, M. Vona, *“Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti”*, a cura di Regione Basilicata Dipartimento Infrastrutture, Opere Pubbliche e Mobilità e Cris, Centro di Competenza Regionale sul Rischio Sismico, 2005

Cfr. R. Giacchetti, S. Bufarini, V. D’Aria, *“Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura”*, EPC Libri, Roma, 2005

Cfr. E. Cosenza, G. Manfredi, G. Monti, Atti del Convegno *“Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.”*, Polimetrica International Publisher, Roma, 29 e 30 maggio 2008

² Il sistema Hennebique, utilizzato per indicare la tecnica costruttiva del conglomerato cementizio armato, prende il nome da François Hennebique che lo brevettò.

Cfr. R. Nelva, B. Signorelli, *“Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique”*, Aitec Associazione Italiana Tecnico Economia del cemento, Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano, 1990

presentare una vita utile pari a circa 50 anni, e perciò largamente raggiunta e superata da circa il 70% degli edifici esistenti.³

Studiando il patrimonio edilizio nazionale, non va dimenticato che gran parte del territorio è a rischio sismico, e che solo in pochi ed isolati casi, in tale aree si è progettato utilizzando criteri antisismici.⁴

Alcuni eventi della storia recente, quali i terremoti verificatisi nel 1980 in Campania e Basilicata, nel 1997 in Umbria e Marche, oltre a quelli del 2002 in Molise e del 2009 in Abruzzo, hanno posto l'attenzione sulla salvaguardia ed il controllo della sicurezza strutturale degli edifici, al fine di individuare le cause di vulnerabilità sismica⁵ legate a

³ Cfr. R. Giacchetti, S. Bufarini, V. D'Aria, *“Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura”*, EPC Libri, Roma, 2005 pag. 9

⁴ Il censimento della popolazione e delle abitazioni effettuato dall'ISTAT nel 1991 stabilisce che solo il 14% del patrimonio edilizio nazionale è realizzato utilizzando criteri di progettazioni antisismiche, inoltre la Legge 1684 del 1962 non dava indicazioni specifiche a garanzia di un buon comportamento antisismico. Solo nel 1974 con le Norme Tecniche specifiche per le zone sismiche previste dalla Legge 64/74 vengono colmate tali lacune legislative.

⁵ Diverse sono le definizioni di vulnerabilità sismica; per comprendere meglio il significato vengono riportate alcune definizioni di vulnerabilità in alcuni testi tecnici:

- “The degree of loss to a given element at risk, or set of such elements, resulting from an earthquake of a given magnitude or intensity, which is usually expressed on a scale from 0 (no damage) to 10 (total loss)” tratto da C. Shah Chairman *“Terms for Probabilistic Seismic-Risk and Hazard Analysis EERI Committee on Seismic Risk”* Earthquake Spectra, vol. n°1, novembre 1984;
- “The degree of loss to a given element of risk resulting from the occurrence of a natural phenomenon of a given magnitude” tratto da UNIDO, *“Natural Disaster and Vulnerability Analysis”* Report of Expert Group Meeting, Ginevra, 1979;
- “Propensione al danno fisico o alla perdita di un sistema a seguito di un dato risentimento sismico. La vulnerabilità viene detta primaria se relativa al danno fisico subito dal sistema per effetto delle azioni dinamiche determinate da un dato risentimento sismico, secondaria se relativa alla perdita subita dal sistema a seguito del danno fisico” da P. Angeletti, A. Baratta, A. Bernardini, C. Cecotti, A. Cherubini, R. Colozza, L. Decanini, P. Diotallevi, G. Di Pasquale, M. Dolce, A. Goretti, A. Lucantoni, A. Martinelli, D. Molin, G. Orsini, F. Papa, V. Petrini, M. Riuscetti, G. Zuccaro *“Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici con particolare riferimento a quelli strategici per la protezione civile” in Rapporto finale*, Dipartimento della Protezione civile Ufficio Servizio Sismico Nazionale, Roma, 2003.

Alcune definizioni utilizzano il termine “degree” (grado), dando dunque un'accezione quantitativa e misurabile della vulnerabilità, e in questi casi è possibile quantificarla solo a posteriori. Altre definizioni danno invece un'accezione qualitativa della

“motivazioni tecniche e sociali, che rendono un gran numero di edifici potenzialmente a rischio”⁶.

Per tali ragioni, sono stati formulati numerosi strumenti che consentono una valutazione puntuale degli edifici; tra questi si è scelto di utilizzare, nel presente lavoro, il VC (vulnerabilità calcestruzzo armato) messo a punto dal Prof. Ing. Mauro Dolce e dall’Ing. Claudio Moroni, del Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all’ingegneria dell’Università della Basilicata sede di Potenza.

Tale strumento operativo si colloca “tra i metodi per l’analisi della sicurezza e i metodi per la valutazione della vulnerabilità su larga scala”⁷ che permette di ottimizzare le informazioni ottenute dalle indagini e dai rilievi, semplificando i calcoli articolati e complessi e considerando le caratteristiche tipiche degli edifici da valutare.

Il VC consente la valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti, caratterizzati da criteri di progettazioni non moderni: antisismici o progettati per soli carichi verticali.

L’affidabilità delle valutazioni e della descrizione dettagliata del comportamento dell’edificio è strettamente connessa alle conoscenze della struttura, delle sue caratteristiche fisiche, geometriche e

vulnerabilità sismica come possibilità di danneggiamento dell’edificio; in tal caso si fa riferimento al carattere diagnostico e preventivo che lo studio della vulnerabilità dovrebbe avere.

⁶ E. Cosenza, G. Manfredi, G. Monti, Atti del Convegno “Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.”, Polimetrica International Publisher, Roma, 29 e 30 maggio 2008

⁷ M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 “La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura), Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all’ingegneria dell’Università della Basilicata, Potenza 2005 pag.3 Sommario

meccaniche, e dei dettagli costruttivi, che spesso rappresentano il fattore decisivo nella risposta all'azione sismica.

La vulnerabilità del singolo edificio è riferita a due livelli di danneggiamento, che corrispondono al limite di operatività (S.L.O.), cioè di danneggiamento lieve che non pregiudica l'utilizzo dello stesso, e alle condizioni di collasso (S.L.C.).

Pertanto, "la vulnerabilità viene intesa come stima dell'intensità del terremoto per la quale l'edificio raggiunge le due condizioni dette"⁸.

Il rischio sismico, funzione di pericolosità, connessa alla natura, alla frequenza e all'intensità degli eventi sismici, vulnerabilità, ossia la capacità dei beni di resistere all'evento sismico ed esposizione, che riguarda la natura, la qualità e la quantità dei beni, è riferito alle condizioni di pericolosità sismica del sito in cui la costruzione si trova, considera, inoltre, gli eventuali effetti di amplificazione locale e viene calcolato in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce i due stati limite considerati.

La metodologia di calcolo si basa su un modello semplificato, che consente l'analisi piano per piano, e permette di calcolare gli spostamenti relativi tra i diversi livelli, al fine di verificare le condizioni di operatività, di resistenza sismica della struttura e, dunque, le condizioni che comportano il collasso.

⁸ M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 "La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura), Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005, pag.7 Metodologia

Inoltre, vengono impiegati opportuni coefficienti di duttilità, per considerare le capacità inelastiche della struttura e per la valutazione dei parametri di comportamento.

La procedura può essere utilizzata secondo due diverse logiche, di cui la prima che richiede l'utilizzo di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza⁹, definiti nell'OPCM 3274 e ripresi poi nelle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni del 2008, consentendo una valutazione cautelativa e convenzionale della reale vulnerabilità e del rischio sismico della costruzione in esame, mentre la seconda che non utilizza tali fattori di confidenza, ma fa riferimento ai valori stimati più probabili delle resistenze dei materiali e valuta, quindi, le probabili capacità sismiche della struttura. Queste valutazioni sono meno cautelative di quelle precedenti, ma più rispondenti alla realtà.

Le diverse assunzioni e semplificazioni che vengono adottate in tale procedura, limitano l'affidabilità dei risultati ottenuti, che andranno poi interpretati dal progettista. In generale, il metodo fornisce risultati attendibili, soprattutto quando le informazioni sulla costruzione sono esaustive e il modello è adeguato rispetto al reale comportamento dell'edificio.

⁹ “I fattori di confidenza indicati nella Tabella 11.1 servono a un duplice scopo:

a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;

b) per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili. A tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza” Ordinanza 3274 “Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”, come modificato dall'OPCM 3431 del 3/05/2005

7.2 IL COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI IN C.A. DURANTE IL SISMA¹⁰

Il comportamento di una struttura durante un terremoto dipende dalle caratteristiche dell'azione sismica e dalla qualità della struttura, che consente di trasferire a terra le forze orizzontali senza che la struttura si deformi eccessivamente.

Un buon comportamento sismico dipende dalla semplicità, regolarità e simmetria della struttura, dalla resistenza e dalla rigidità flessionale nelle due direzioni ortogonali, dalla resistenza e rigidità torsionale e dalla presenza di fondazioni adeguate.

Le strutture intelaiate in c.a. sono caratterizzate da un comportamento, sotto violenti sismi, in cui le deformazioni in campo anelastico si concentrano alle estremità dei pilastri e delle travi, con la formazione di cerniere plastiche. Un buon comportamento di tali strutture "è legato alla formazione di un meccanismo di collasso globale"¹¹, che coinvolge l'intera struttura, con deformazioni anelastiche alle estremità delle travi,

¹⁰ Cfr. C. Arnold, R. Reitherman, *"Building Configuration and Seismic Design"*, Wiley - Interscience Publication, New York, 1982

Cfr. E. Giangreco, *"Teoria e Tecnica delle costruzioni"*, Liguori Editore, Napoli, 1982

Cfr. Ordinanza 3274 *"Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici"*, 20/03/2003

Cfr. Eurocodice, 8, 2008

Cfr. M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 *"La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)"*, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005

¹¹ M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 *"La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)"*, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005, pag. 8
Edifici in c.a. Individuazione del o dei meccanismi di collasso possibili

e alla base dei pilastri del solo piano terra. Tale meccanismo di travi deboli-colonne forti, richiede però un'attenta progettazione, basata sul principio di gerarchia delle resistenze o Capacity Design, introdotta in Italia con le "Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", allegate all'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003.

Per gli edifici esistenti, invece, è più probabile che si realizzi un meccanismo di collasso di piano, noto come shear type, a travi forti-colonne deboli, che comporta la formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri di un solo piano.

In tal modo vengono coinvolti alla dissipazione di energia solo pochi elementi strutturali, di un unico piano, soggetti a elevati sforzi di compressione; ciò comporta una limitata duttilità disponibile e una moderata capacità dissipativa della struttura nel suo insieme.

Valori elevati degli sforzi di compressione possono comportare rotture fragili per schiacciamento, in cui il calcestruzzo raggiunge la tensione limite a compressione, quando l'acciaio è ancora in campo elastico¹². Questo comportamento si può verificare o quando la percentuale di armatura longitudinale è elevata rispetto all'armatura trasversale (staffe), o quando si parla di pilastri corti, dove la sollecitazione tagliante è maggiore rispetto a quella flessionale.

Nelle strutture esistenti in c.a. il meccanismo di collasso che si genera è quello di travi forti-colonne deboli, poiché generalmente la quantità di

¹² Cfr. E. Giangreco, "Teoria e Tecnica delle costruzioni", Liguori Editore, Napoli, 1982

armatura longitudinale nei pilastri è molto bassa, essendo strutture progettate per soli carichi verticali.

Per tale motivo, nel modello semplificato VC si assume che il meccanismo di collasso più probabile è quello di piano; in questo modo è possibile fare una serie di semplificazioni nel modello, e ridurre le informazioni necessarie al rilievo dei soli pilastri.

7.3 IL MODELLO

Nel presente paragrafo viene descritto il processo e la metodologia utilizzata per la valutazione della vulnerabilità sismica del Cinema Ariston di Potenza utilizzando come strumento operativo il VC (vulnerabilità calcestruzzo armato).

La prima operazione fondamentale, è la schematizzazione strutturale dell'edificio, passando dalla geometria irregolare ed articolata ad una semplificata, che consenta l'utilizzo del modello di calcolo. Infatti, il VC viene adoperato solitamente per la valutazione della vulnerabilità di edifici che presentano regolarità, simmetria e semplicità strutturale; nel caso oggetto di studio, invece, la struttura si presenta con diverse irregolarità sia in pianta che in sezione, essendo un edificio per lo spettacolo (cinema) in cui gli spazi funzionali, la scena, la galleria e la platea, non consentono un'organizzazione regolare. Inoltre, le particolari condizioni morfologiche del sito hanno richiesto un adeguamento della

struttura alle condizioni orografiche del suolo che, dunque, comportano uno sviluppo non lineare in alzato.

Per queste ragioni si è scelto di studiare solo una porzione dell'edificio, ed in particolare la parte che comprende la galleria e la platea, con una configurazione simmetrica e regolare e che risulta quasi indipendente dal resto del fabbricato (atrio).

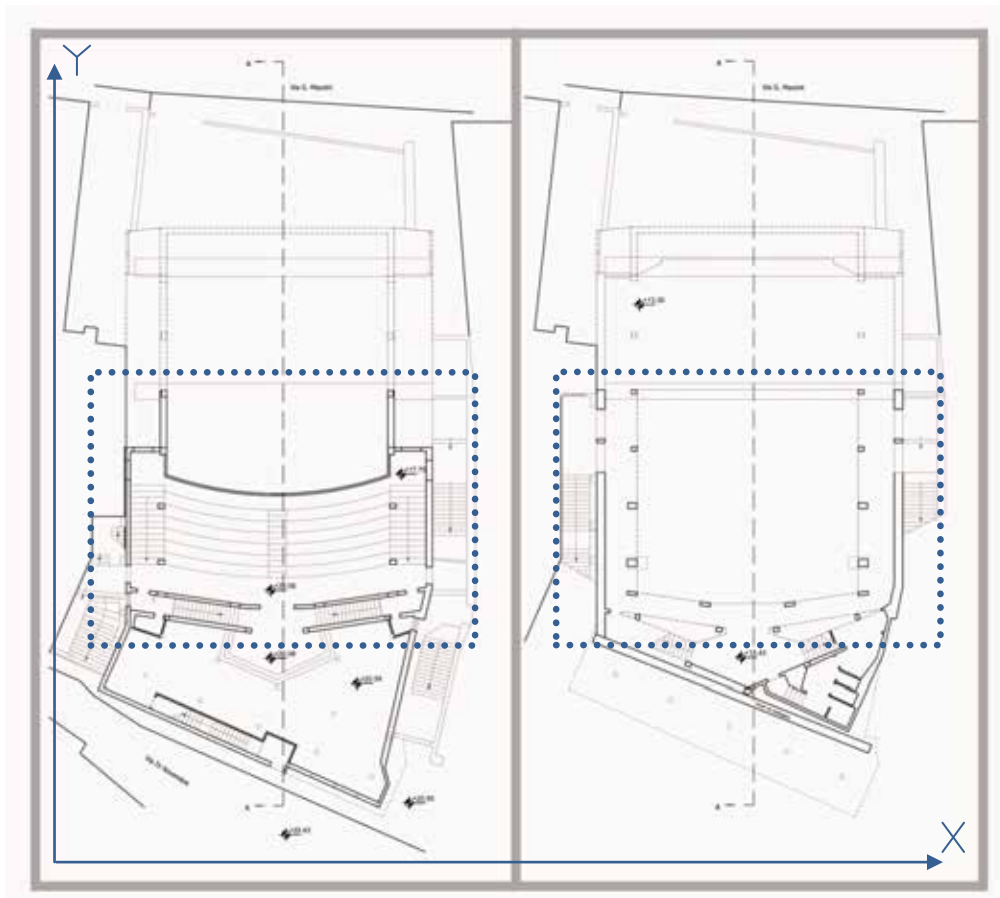


Figura 1: Pianta Atrio-Galleria q:+20.58/+17.70; Pianta Platea q:+15.43/+13.30

Questo approccio risulta valido per condurre un'analisi preliminare, il cui obiettivo è quello di avere una valutazione iniziale, che dia risultati di riferimento, i quali con le giuste cautele, potranno essere estesi a

tutto l'edificio. Inoltre la porzione di struttura analizzata rappresenta la criticità dell'intero edificio.

Per valutazioni più approfondite, dunque, sarà opportuno migliorare il modello di analisi e di calcolo, per ottenere risultati più rispondenti alla realtà.

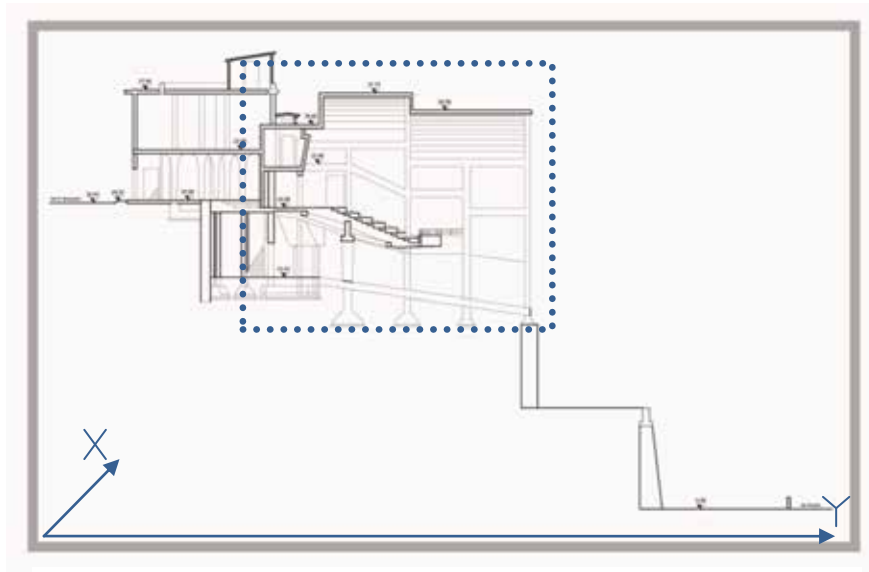


Figura 2: Sezione trasversale A-A

Dall'analisi della struttura reale si passa, attraverso una schematizzazione, ad un modello fisico-matematico, fase nota come modellazione, che consente di ricavare le sollecitazioni agenti.

Si procede, poi, con la scelta di un orientamento cartesiano, che consente di individuare la direzione delle sollecitazioni, e ritenuto necessario per l'inserimento dei dati nel programma, e dei codici identificativi per ogni pilastro e per le tamponature.

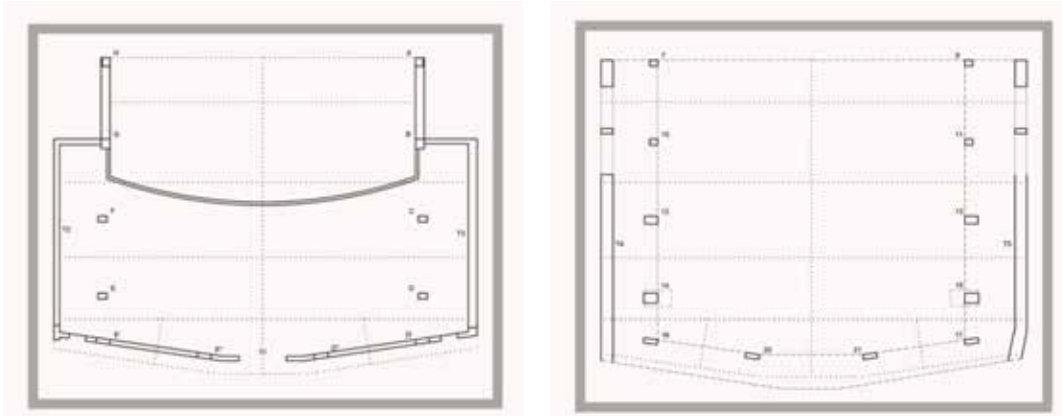


Figura 3: Piante semplificate del primo piano e del piano terra con codice identificativo di pilastri e tamponature

Le prime informazioni richieste sono relative al numero di piani, che nello specifico caso sono due: il piano terra della platea, con un'altezza di interpiano media di 4.34m, e il piano primo della galleria, in cui l'altezza media di interpiano è pari a 3.53m.

Si effettua, pertanto, l'inserimento dei dati all'interno del software, procedendo dall'ultimo piano, per passare, poi, a quello successivo solo dopo aver completato tutti gli input richiesti.

Saranno inseriti i dati della resistenza cilindrica media del calcestruzzo e della tensione di snervamento media dell'acciaio, espresse in MPa, del peso specifico del c.a., in KN/m^3 , del peso del solaio, preventivamente stimato attraverso l'analisi dei carichi agenti, i carichi accidentali previsti, ed il coefficiente di riduzione dei carichi accidentali.

A tal punto, si definiscono le caratteristiche geometriche di ciascun pilastro, e i carichi su di essi agenti. I dati richiesti sono:

- la dimensione del pilastro in direzione X (m);
- la dimensione del pilastro in direzione Y (m);

- l'altezza del pilastro in direzione X (m);
- l'altezza del pilastro in direzione Y (m);
- l'area efficace di armatura in direzione X (cm²);
- l'area efficace di armatura in direzione Y (cm²);
- lo spessore del copriferro (cm);
- il passo delle staffe (cm);
- l'area di armatura resistente trasversale in direzione X (cm²);
- l'area di armatura resistente trasversale in direzione Y (cm²).

Calcolata l'area di influenza del solaio su ogni pilastro, si inserisce il coefficiente riduttivo del peso del solaio, generalmente pari ad 1, ma che può essere modificato nei casi in cui sul pilastro agisca un peso inferiore rispetto a quello inserito nell'input iniziale. Nel caso specifico, infatti, è stato scelto come peso del solaio quello predominante, ma sono stati poi, calcolati opportuni coefficienti riduttivi, che tengano conto dei differenti carichi a cui ogni pilastro è soggetto.

Infine, si inseriscono i dati relativi alle tamponature, come la lunghezza, lo spessore e l'altezza, espressi in m, e il peso specifico in KN/m³, considerando che l'analisi può essere condotta sia in presenza delle tamponature, e dunque le resistenze che esse offrono, sia assumendo il telaio privo di esse.

Per esplicitare al meglio il comportamento dell'edificio bisogna valutare la duttilità e la deformabilità dei pilastri, a tal fine, viene introdotto il coefficiente di deformabilità per ogni pilastro, sia in direzione X che Y, per la valutazione della rigidità alla traslazione dello stesso.

Il programma calcola tale coefficiente attraverso la formula:

$$k = (c \cdot E \cdot J) / h^3$$

dove k rappresenta la rigidezza del pilastro, c il coefficiente di deformabilità, E il modulo di elasticità longitudinale, J il momento di inerzia ed h l'altezza del pilastro¹³.

Tale coefficiente tiene conto della geometria delle travi nella direzione considerata, collegate al pilastro, ed assume valori pari a 3 nel caso di assenza di travi, pari a 6 nel caso di travi a spessore e pari a 10 per travi emergenti.

In direzione Y per tutti i pilastri, sia a piano terra che a primo piano, si considera un coefficiente di deformabilità pari a 10, poiché sono presenti travi emergenti che limitano lo spostamento della colonna, mentre in direzione X , in alcuni casi è stato inserito un valore pari a 3, laddove non è presente alcuna trave collegata al pilastro.

Queste assunzioni comportano la necessità di modificare un altro coefficiente, indicato con $\alpha_{pil,i,j}$, pari a 0.5 nell'ipotesi di formazione di un meccanismo di piano con cerniere plastiche con uguale resistenza flessionale alle due estremità del pilastro. Valori diversi, variabili fino al valore massimo pari a 0.8, possono essere assunti per tener conto sia di momenti resistenti diversi alle due estremità del pilastro, sia in condizioni di vincolo diverse. In questi casi, infatti, la cerniera plastica

¹³ Cfr. input operativi, M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 "La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura), Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005

può svilupparsi anticipatamente ad una estremità rispetto a quell'opposta, determinando una situazione di collasso prima che si sviluppi completamente la cerniera superiore e con il punto di flesso posizionato non a metà altezza della colonna¹⁴.

Al termine della fase di input e correzione dei dati, il foglio di calcolo procede in automatico alla valutazione delle sollecitazioni agenti sui pilastri, per ciascun piano, verificando se la rottura avvenga per flessione o per taglio.

Completati gli input per i diversi livelli dell'edificio, si giunge alla fase successiva relativa ai risultati, che prevede l'inserimento della categoria di suolo di fondazione su cui il fabbricato sorge, formulata secondo le indicazioni dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003.

Tale classificazione risulta fondamentale per definire le azioni sismiche che interessano l'edificio e consente di individuare 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo¹⁵.

¹⁴ Cfr. input operativi, M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 *“La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)*, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005

¹⁵ “Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

- A *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m.
- B *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360m/s e 800m/s (ovvero penetrometrica $N_{SPT} > 50$, 0 coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

La vulnerabilità sismica dell'edificio è valutata in accelerazione di picco a terra che produce il raggiungimento dei due livelli di prestazione detti, ossia di operatività e di collasso.

La massima accelerazione, indicata con P_{GA} , è riferita al sito su cui sorge l'edificio includendo anche l'amplificazione e la distorsione spettrale che viene prodotta dai terreni di fondazione¹⁶.

La P_{GA} può essere trasformata in pericolosità sismica locale, intesa come il valore di intensità macrosismica, indicata con MCS, che comporta il raggiungimento della condizione considerata, o in alternativa correlando la valutazione alla pericolosità sismica di base a cui si riferiscono le mappe di pericolosità a livello nazionale¹⁷ e la classificazione sismica¹⁸.

-
- C Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con espressioni variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360m/s ($15 < N_{SPT} < 50, 70 < c_u < 250$ kPa).
 - D Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 1.5$, $c_u < 70$ kPa).
 - E Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionati, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 30m, giacenti su di un substrato di materiali più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s¹⁹.

Dove V_{S30} è velocità media di propagazione entro 30m di profondità delle onde di taglio, calcolata secondo l'espressione: $v_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$, h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e

la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Ordinanza 3274 "Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", 20/03/2003

¹⁶ Cfr. M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 "La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura), Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005

¹⁷ Mappe di pericolosità sismica redatte dal Servizio Sismico Nazionale (SSN) nel 2001, e dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) nel 2004-2006.

¹⁸ Cfr. Ordinanza 3274 "Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", 20/03/2003

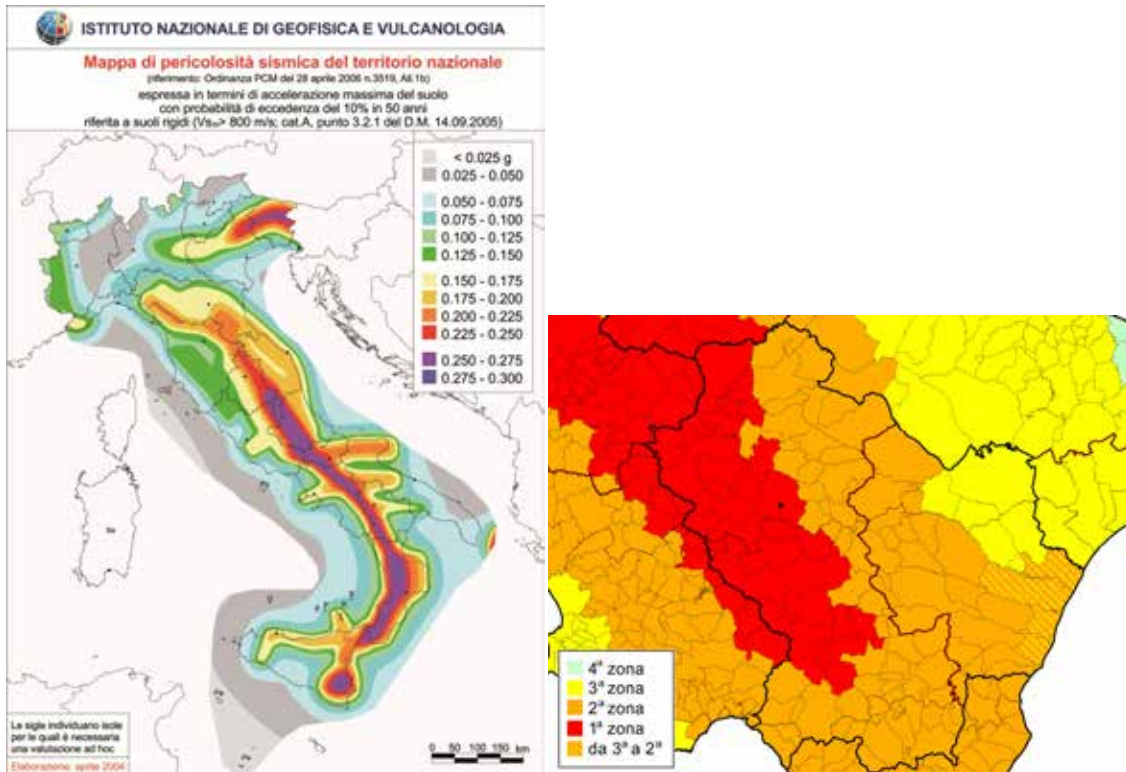


Figura 4: Mappa di pericolosità sismica dell'Italia I.N.G.V. OPCM 3519 del 28-04-2006
 Figura 5: Mappa delle zone sismiche della Basilicata, I.N.G.V. 2004 con variazioni apportate dalle singole regioni

Dalla vulnerabilità si passa alla pericolosità sismica, giungendo ad una valutazione di rischio, in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le due condizioni prestazionali considerate, mediante l'equazione:

$$T=K \cdot e^{\alpha \ln(a_g)}$$

dove K ed α sono parametri funzione del sito ed a_g è l'accelerazione su roccia di cui si vuol conoscere la ricorrenza¹⁹.

Acquisti i risultati necessari, si passerà alla fase di verifica e di valutazione della vulnerabilità del Cinema Ariston di Potenza.

¹⁹ Cfr. Determinazione del periodo di ritorno e valutazione del rischio, M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 "La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura), Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005

7.3.1 L'analisi parametrica

Per analisi parametrica si intende la simulazione di un modello in relazione a parametri significativi che ne influenzano caratteristiche e comportamento.

L'analisi è una valutazione critica che scompone l'oggetto di studio nelle sue parti costituenti, esaminandone gli aspetti peculiari.

Il parametro è una grandezza nota a cui si ricorre per avere un criterio di valutazione per altri fattori ad esso connessi; è un valore che definisce una caratteristica relativamente costante, ossia una variabile non casuale che, una volta definita, rimane costante. Il parametro ha dunque, uno status intermedio tra una variabile ed una costante, e può assumere tutti i valori in un determinato intervallo.

La variazione del parametro permette di esplorare varie possibilità descrittive, adeguandosi a processi e comportamenti reali del modello.

La scelta di condurre l'analisi parametrica risiede nella necessità di ottenere risultati ammissibili, conformi alle reali caratteristiche dell'edificio, con errori di valutazione limitati.

I parametri da stimare in tale analisi sono 5:

- 1) la resistenza cilindrica media del calcestruzzo f_c ;
- 2) la tensione di snervamento media dell'acciaio f_y ;
- 3) il peso proprio della struttura;
- 4) la tipologia di terreno di fondazione;
- 5) le tamponature: presenti/assenti.

La variabilità di tali parametri in intervalli definiti da valutazioni che saranno di seguito spiegate, comporta lo studio diverse combinazioni di calcolo da utilizzare nel modello.

Si è scelto di utilizzare per il primo parametro, ossia la resistenza cilindrica media del calcestruzzo, tre differenti valori; per la tensione di snervamento media dell'acciaio, secondo parametro, si è scelto un unico valore; mentre per il terzo parametro, il peso proprio della struttura, si considerano cinque diversi valori.

Analogamente, per il quarto parametro, ossia la tipologia di terreno di fondazione, si è fatto riferimento ad un'unica categoria, mentre, per il quinto parametro, le tamponature, sono state assunte due diverse condizioni.

Eseguendo la permutazione dei diversi valori dei parametri, si ottengono 30 combinazioni di calcolo:

$$C_{(fc1,fc2,fc3)} A_{(fy1)} P_{(1,2,3,4,5)} T_{(B)} Ta_{(SI,NO)}$$

7.3.1.1 Resistenza cilindrica media del calcestruzzo

Nella fase di analisi dello stato di fatto sono state condotte prove ed indagini per raggiungere una conoscenza adeguata dell'edificio, in relazione alle sue caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche.

Nel paragrafo 6.5.4 sono state ampiamente descritte le metodologie utilizzate per la stima della resistenza del calcestruzzo, che vengono in

questa fase riprese, poiché dato fondamentale nella modellazione sono le proprietà dei materiali di cui l'organismo edilizio è costituito.

Come detto, in precedenza, tra i valori della resistenza del calcestruzzo stimati, vengono utilizzati il minimo, il medio e il massimo, ai quali bisognerà applicare il fattore di confidenza²⁰ che la normativa impone in relazione al livello di conoscenza raggiunta.

Nello specifico, considerando un livello di conoscenza adeguata LC2, il fattore di confidenza F_C corrispondente è pari a 1.2.

f_c [MPa]		$f'_c = f_c / F_C$ [MPa]
Minimo	12.93	10.775
Medio	16.79	13.475
Massimo	20.81	15.225

Tabella 1: Valori della resistenza del calcestruzzo con applicazione del fattore di confidenza

7.3.1.2 Tensione di snervamento media dell'acciaio

Per stimare il tipo di acciaio utilizzato nella costruzione, si è fatto riferimento all'art.17 del Regio Decreto n° 2229 del 1939, "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od

²⁰ Il fattore di confidenza è un coefficiente di sicurezza parziale che tiene conto di carenze nella conoscenza dei parametri del modello; modifica i parametri in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Cfr. Circolare 2 febbraio 2009 n°617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

armato”, in vigore all’epoca della costruzione dell’edificio, ed in cui si definisce la tipologia di acciaio da utilizzare.

Analizzando con maggior dettaglio il Regio Decreto, si distingue l’acciaio dolce, detto anche ferro omogeneo, l’acciaio semiduro e quello duro e i relativi carichi di rottura a trazione, il limite di snervamento e l’allungamento di rottura.

Da un’attenta analisi delle armature a vista presenti nell’edificio, oltre alle conoscenze acquisite circa i materiali e le modalità costruttive applicate negli anni ’50, si è dedotto che l’acciaio utilizzato per il Cinema Ariston è un acciaio dolce, caratterizzato da un carico di rottura a trazione compreso tra 42 e 50 kg/mm², un limite di snervamento non inferiore a 23 kg/mm² ed un allungamento percentuale non inferiore al 20%. Anche in questo caso si applica al valore della tensione media di snervamento dell’acciaio il fattore di confidenza $F_C=1.2$ e si ottiene il valore riportato in tabella.

f_y [MPa]		$f_y' = f_y / F_C$ [MPa]
Acciaio dolce	230	191.67

Tabella 2: Valore della tensione media di snervamento dell’acciaio con applicazione del fattore di confidenza

7.3.1.3 Peso proprio del solaio

Negli input iniziali, per ciascun piano considerato, si inserisce il peso proprio del solaio privo degli accidentali, ma comprensivo di tutti i pesi permanenti.

Tali valori vanno stimati attraverso l'analisi dei carichi agenti, e utilizzando le informazioni contenute nella tabella 3.1.I - *Pesi dell'unità di volume dei principali materiali strutturali*²¹.

Per il solaio di copertura, composto da una soletta in calcestruzzo di 20 cm di spessore, da uno strato di intonaco di malta di calce di 4 cm e da una guaina impermeabilizzante, il valore stimato è di 6 kN/m².

Il carico neve è stato calcolato con riferimento all'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove q_s è il carico neve sulla copertura, μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito da § 3.4.5, q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, espresso in kN/m² e fornito dal § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni, C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3 e, infine, C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.²²

Il carico neve risultante è pari a $q_s = 1.536$ kN/m², assumendo coperture a falda con $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$.

Per il calcolo del peso proprio del solaio di interpiano, caratterizzato da 30 cm circa di c.a., 3 cm di intonaco e dal massetto, si stima un valore di circa 9 kN/m²; mentre per il carico accidentale, essendo l'edificio di categoria C2 (balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, *cinema*, *teatri*, chiese, tribune con posti fissi) il valore corrispondente è di 4 kN/m².²³

²¹ Cfr. "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

²² 3.4 Azione della neve-3.4.1 Carico neve dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

²³ Cfr. Tabella 3.1.II - Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici, "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Inoltre, si procede con la valutazione e l'inserimento del coefficiente di riduzione dei carichi accidentali, che tiene conto della combinazione di carico, che per gli edifici di categoria C, suscettibili ad affollamenti, è pari a 0.6²⁴.

Nell'analisi parametrica il valore dei pesi propri del solaio di interpiano e di copertura, è stato assunto, oltre a quello stimato, a valori pari a $\pm 15\%$ e $\pm 30\%$.

In tal modo, la variabilità di tale parametro è compresa in un intervallo che va da uno a cinque ed i risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella, con riferimento sia al solaio di copertura che di interpiano.

Parametri	Peso solaio copertura [kN/m ²]	Peso solaio interpiano [kN/m ²]
$P_1=P_S$	6.00	9.00
$P_2=P_S-30\%$	4.20	6.30
$P_3=P_S-15\%$	5.10	7.65
$P_4=P_S+15\%$	6.90	10.35
$P_5=P_S+30\%$	7.80	11.70

Tabella 3: Valori dei pesi propri dei solai di copertura e d'interpiano

²⁴ Cfr. Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione, “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

7.3.1.4 Categoria del terreno di fondazione²⁵

Per definire l'azione sismica di progetto, bisogna valutare l'effetto della risposta sismica locale, attraverso analisi che consentano di conoscere le caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e dalle proprietà meccaniche e fisiche dei materiali.

Dalle informazioni acquisite risulta chiaro che il terreno su cui sorge l'edificio in esame è di tipo B, caratterizzato da depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti²⁶.

La città di Potenza e le aree periferiche si sono sviluppate prevalentemente su terreni del Pliocene e del Quaternario. Le fasi di sedimentazione avvenute nel corso dei secoli, consentono, oggi, di definire due tipologie di depositi nella parte alta: il primo di colore giallo-ocra, caratterizzato da depositi conglomeratici e sabbiosi, con spessori non superiori a 15-20 metri, che rappresenta il terreno di fondazione del centro storico di Potenza; l'altro di colore grigio-azzurro, formato da facies sabbiose e siltose alternate a rari livelli arenacei, di spessore complessivo non inferiore a 180-200 metri, su cui invece sorgono i quartieri periferici.

²⁵ Cfr. S.G. Longhitano, *“Interazione tra sollevamento Tettonico ed Eustatismo di alta frequenza all'interno della successione del Deltizia del Pliocene medio-superiore del Bacino di Potenza (Appennino Meridionale)”* tratto da *Geologica Romana* 41, 2008

Cfr. A. Strollo, S. Parolai, D. Bindi, L. Chiauzzi, R. Paglica, *“Microzonation of Potenza (Southern Italy) in terms of spectral intensity ratio using joint analysis of earthquakes and ambient noise”*, tratto da *Bull Earthquake engineering*, marzo 2011

²⁶ Ordinanza 3274 *“Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”*, 20/03/2003

7.3.1.5 Tamponature²⁷

Per quanto detto in precedenza, la procedura analizza la struttura mediante modelli di piano, prendendo in esame solo i pilastri, per una struttura priva di tamponature, o considerando anche il contributo di rigidità e resistenza delle tamponature, per una struttura caratterizzata dalla presenza delle stesse.

Nel primo caso, vengono definite le condizioni di vincolo alle estremità superiore e inferiore delle colonne in base alle caratteristiche geometriche delle travi.

Nel secondo caso, la struttura viene analizzata considerando anche le tamponature nella maglia strutturale di travi e pilastri, valutando la rigidità e la resistenza dei singoli pannelli attraverso affidabili formule, oppure considerando solo un incremento della capacità dissipativa dell'edificio, che determina una lieve riduzione della vulnerabilità rispetto alla condizione di struttura priva di elementi non strutturali collaboranti.

Per ottenere dalla modellazione risultati significativi, il calcolo è stato condotto considerando la struttura sia priva di tamponature, che con tamponature, potendo, in tal modo, anche confrontare la differenza di comportamento dell'edificio che si ha nei due diversi casi.

²⁷ Cfr. modelli di comportamento, M. Dolce, C. Moroni, Atti di Dipartimento - vol. n°4 anno 2005 *“La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)*, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria dell'Università della Basilicata, Potenza, 2005

7.3.2 Valutazione dell'azione sismica di progetto: spettri di calcolo²⁸

La valutazione dell'azione sismica di progetto, in relazione ai diversi stati limite considerati, è stata definita a partire dalla pericolosità sismica del sito oggetto di studio. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale attesa, a_g in condizioni di campo libero con superficie topografica orizzontale, di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a probabilità di eccedenza prefissate P_{VR} , definite nel periodo di riferimento V_R .

In alternativa possono essere utilizzati accelerogrammi, che siano correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

La normativa di riferimento (NTC 2008) definisce le forme spettrali a partire dai valori di parametri sul sito di riferimento, considerato rigido ed orizzontale. Tali parametri sono:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.²⁹

²⁸ Cfr. "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

²⁹ Cfr 3.4 Azione sismica dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Per descrivere il moto sismico in un punto della superficie del suolo è necessario costruire lo spettro di risposta elastico, in cui la componente orizzontale del moto è composta da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

In mancanza di una documentazione specifica la componente verticale del moto sismico è rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è definito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per l'accelerazione orizzontale massima (a_g) riferita al sito. La forma spettrale e il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} .

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove T è il periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice, T_B T_C T_D sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione, S è il coefficiente che considera la

categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche attraverso l'espressione $S=S_S \cdot S_T$, con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T coefficiente di amplificazione topografica, η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ , ed infine F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, con un valore minimo di 2.2.³⁰

Nello specifico per categorie di sottosuolo di tipo B il coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta $S_S = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \geq 1.20$, mentre il coefficiente che considera la categoria di sottosuolo risulta $C_C = 1.10 \cdot (T^* C)^{-0.20}$.

Nel caso di categoria topografica T_3 , ovvero in corrispondenza della cresta del rilievo, il coefficiente di amplificazione topografica risulta $S_T = 1.20$.

Analogamente, si definisce lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale con le seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

³⁰ Cfr 3.2.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

dove T è il periodo di vibrazione spettrale verticale ; S_{ve} è l'accelerazione spettrale verticale, F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima ed è pari a $F_v=1.35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0.5}$. Dove il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S=1.0$, $T_B=0.05s$; $T_C=0.15$ e $T_D=1.0s$ per tutte le categorie di sottosuolo.³¹

Acquisiti i parametri di Pericolosità Sismica del sito, in riferimento ad una vita nominale (V_N) dell'edificio maggiore di 100 anni, e ad una classe d'uso (C_u) III, è possibile calcolare i valori di S_e in riferimento agli stati limite considerati, nel periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_u$.

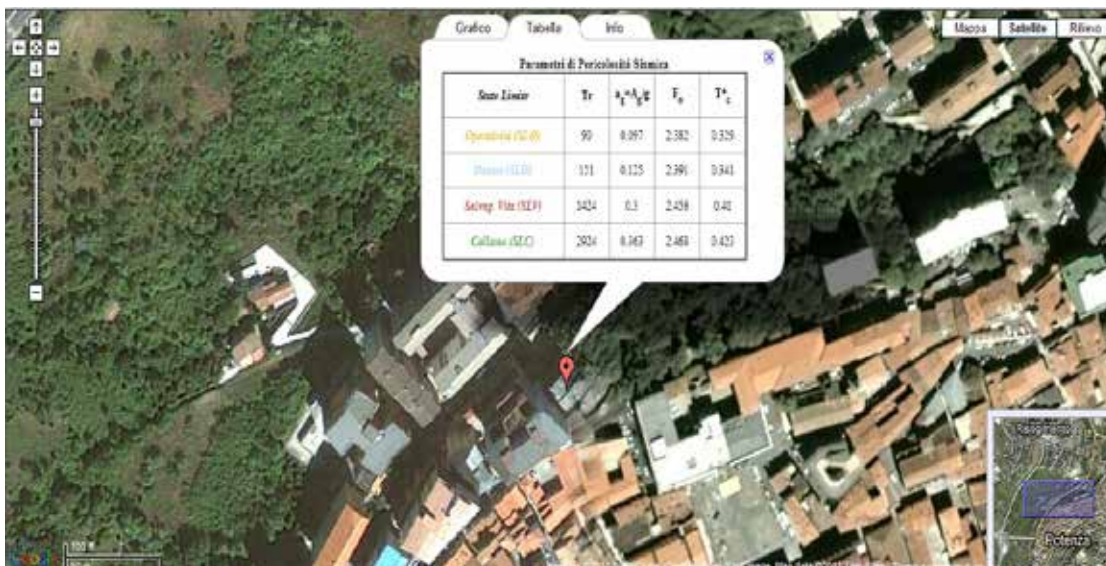


Figura 6: Parametri di Pericolosità Sismica del Cinema Ariston

Agli stati limite ultimi, con $T=0$, l'accelerazione spettrale orizzontale risulta $S_e=0.331$ allo stato limite di salvaguardia della vita, e $S_e=0.453$ allo stato limite di collasso.

Di seguito si riportano le elaborazioni grafiche dello spettro di risposta elastico allo S.L.V. e allo S.L.C.

³¹ Cfr 3.2.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

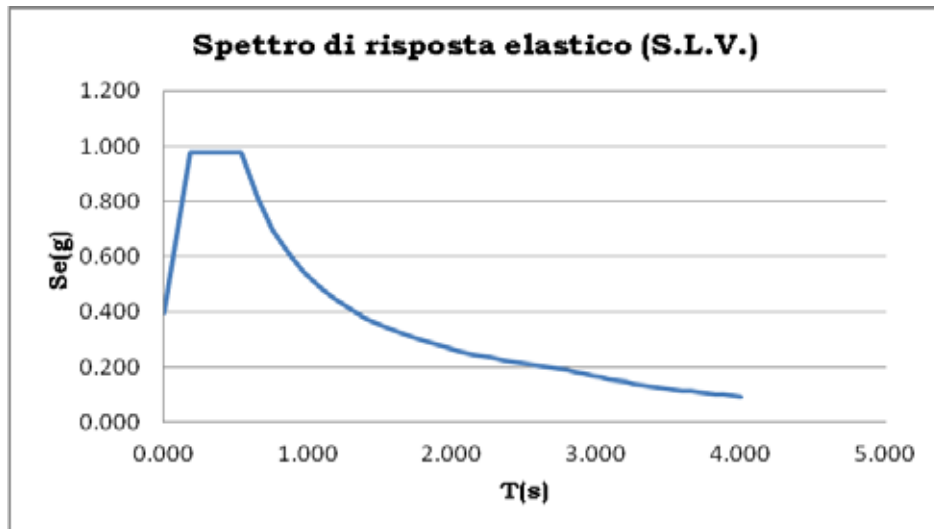


Figura 7: Spettro di risposta elastico allo S.L.V.

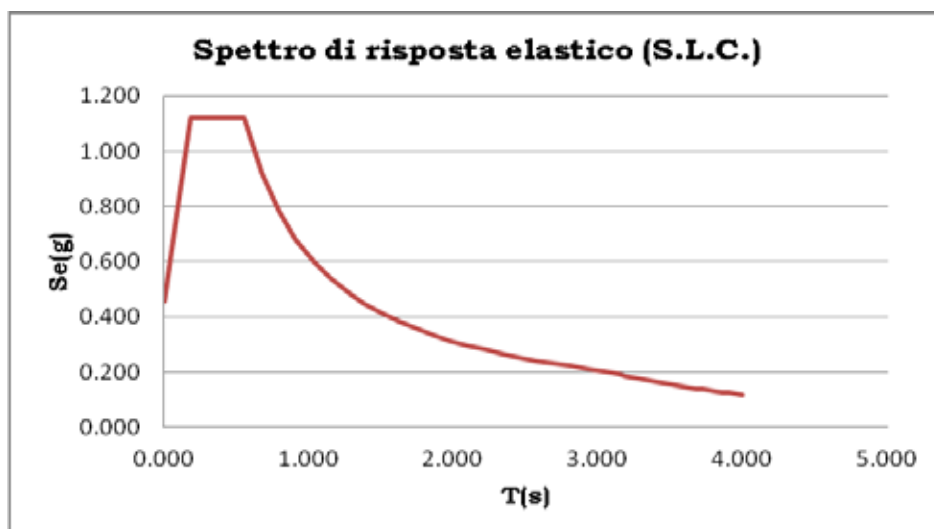


Figura 8: Spettro di risposta elastico allo S.L.C.

Analoghe considerazioni vengono elaborate allo stato limite di operatività, dove con $T=0$, risulta $S_e=0.139$, e lo spettro di risposta elastico di progetto allo S.L.O. ha un andamento come riportato in figura 9.

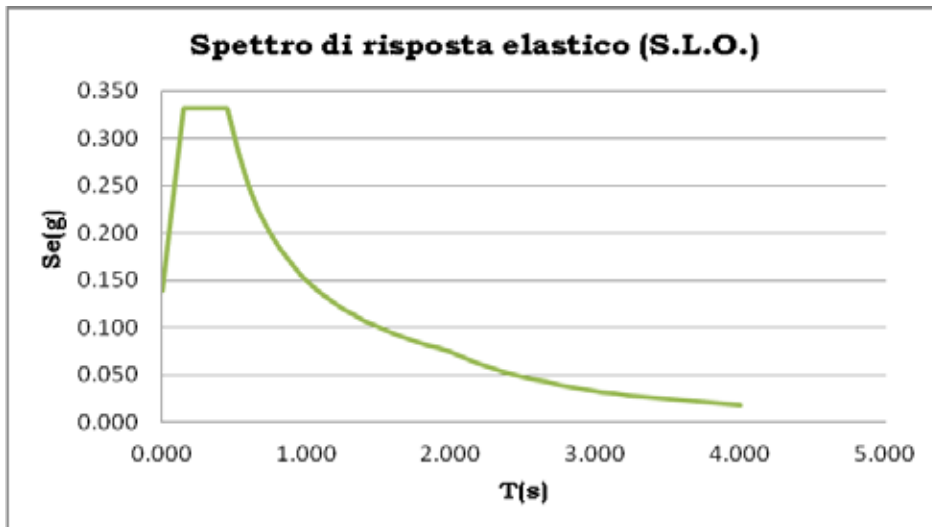


Figura 9: Spettro di risposta elastico allo S.L.O

La determinazione degli spettri di progetto, è stata condotta contemporaneamente alla stima della vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio, con l'obiettivo di confrontare i risultati ottenuti, in termini di P_{GA} , al fine di verificare il comportamento della struttura sotto sisma.

7.3.3 Sintesi dei risultati e delle verifiche

La valutazione della vulnerabilità sismica del Cinema Ariston di Potenza, è stata stimata quantitativamente in termini di $P_{GAS.L.O.}$ ³² e $P_{GAS.L.C.}$ ³³, che determinano rispettivamente le condizioni di operatività della struttura, e di incipiente collasso. Al fine di ottenere il rischio a cui la struttura è soggetta, queste accelerazioni, che rappresentano le

³² $P_{GAS.L.O.}$ = massima accelerazione allo stato limite di operatività

³³ $P_{GAS.L.C.}$ = massima accelerazione allo stato limite di collasso

prestazioni e le capacità dell'edificio, vengono rapportate alle accelerazioni attese nel sito di riferimento.

L'analisi parametrica condotta, ha permesso di individuare un intervallo caratterizzato da diversi valori della P_{GA} allo stato limite di operatività e di collasso, e dalle sollecitazioni agenti sulla struttura.

È stato indispensabile osservare il comportamento della struttura piano per piano e nelle due direzioni, al fine di individuare gli elementi di maggiore criticità, e dunque prevedere un opportuno quadro di interventi di riabilitazione strutturale.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori della P_{GA} allo stato limite di collasso e allo stato limite di operatività, distinguendo i valori minimi, medi e massimi, nelle due direzioni e per i piani terra e primo.

P_{GA} S.L.C.				
	Pt dir. X	Pt dir. Y	P1 dir. X	P1 dir. Y
Minima	0.298	0.166	0.159	0.150
Media	0.339	0.183	0.184	0.266
Massima	0.394	0.200	0.220	0.428

Tabella 4: Valori della P_{GA} allo S.L.C.

P_{GA} S.L.O.				
	Pt dir. X	Pt dir. Y	P1 dir. X	P1 dir. Y
Minima	0.125	0.070	0.065	0.062
Media	0.140	0.076	0.076	0.068
Massima	0.162	0.083	0.091	0.075

Tabella 5: Valori della P_{GA} allo S.L.O.

Allo stato limite di collasso, la P_{GA} minima si osserva sia in direzione X che Y al piano terra, mentre facendo riferimento alla P_{GA} media, le condizioni più gravose sono in direzione X al primo piano e in direzione Y a piano terra.

Contrariamente allo stato limite di operatività, in riferimento alla minima P_{GA} , si riscontrano i valori più bassi al piano terra in direzione Y e al primo piano in direzione X. Considerando, invece il valore di P_{GA} media, sia in direzione X che Y al primo piano si verificano le condizioni più pericolose.

Tutto ciò consente di trarre alcune considerazioni circa il comportamento globale della struttura, per la quale non è possibile individuare singoli elementi su cui intervenire, essendo necessari degli interventi di consolidamento e di riabilitazione diffusi.

I valori delle P_{GA} allo stato limite di operatività, di salvaguardia della vita e di collasso, sono relativi a due diverse condizioni degli edifici, con conseguenze di gravità crescente; vengono rapportati ad intensità sismiche possibili nel sito, ma con diverse probabilità di occorrenza, ossia con periodi di ritorno differenti.

Si possono così calcolare i seguenti indicatori di rischio:

- $\alpha_u = P_{GAS.L.C.} / P_{GAS.L.C.p}$
- $\alpha_{u1} = P_{GAS.L.C.} / P_{GAS.L.V.p}$
- $\alpha_e = P_{GAS.L.O.} / P_{GAS.L.O.p}$

dove con $P_{GAS.L.C.p}$, $P_{GAS.L.V.p}$, $P_{GAS.L.O.p}$, si intendono i valori delle P_{GA} di progetto agli stati limite considerati, mentre α_u e α_{u1} sono indicatori di

rischio riconducibili alla sicurezza della struttura, e α_e è un indicatore di rischio di inagibilità dell'edificio.

Valori prossimi o maggiori all'unità costituiscono casi in cui il livello di rischio è confrontabile con quello richiesto dalla norma, mentre valori bassi, tendenti allo zero, costituiscono casi di elevato rischio.

Nelle tabelle successive sono riportati i valori degli indicatori di rischio calcolati sui valori medi e minimi delle P_{GA} ottenute dall'analisi parametrica mediante il modello di calcolo.

α_u				
	Pt dir. X	Pt dir. Y	P1 dir. X	P1 dir. Y
Minima	0.65	0.36	0.35	0.33
Media	0.74	0.40	0.40	0.58

Tabella 6: Indicatori di rischio allo S.L.C.

α_{u1}				
	Pt dir. X	Pt dir. Y	P1 dir. X	P1 dir. Y
Minima	0.90	0.50	0.48	0.45
Media	1.02	0.55	0.55	0.80

Tabella 7: Indicatori di rischio allo S.L.V.

α_e				
	Pt dir. X	Pt dir. Y	P1 dir. X	P1 dir. Y
Minima	0.90	0.50	0.48	0.45
Media	1.02	0.55	0.55	0.80

Tabella 8: Indicatori di rischio allo S.L.O.

Appare evidente come il Cinema Ariston non raggiunge i livelli prestazionali necessari al superamento delle prescrizioni normative,

infatti, ad eccezione dell'indicatore di rischio calcolato facendo riferimento alla P_{GA} media al piano terra in direzione X, tutti i valori sono minori dell'unità.

Per quanto riguarda, inoltre, il comportamento dell'edificio sotto sisma, per le 30 diverse combinazioni di calcolo, la crisi della struttura è imputabile ad una scarsa resistenza a flessione.

Tali informazioni risultano utili per la definizione di interventi volti alla riabilitazione strutturale e al miglioramento sismico dell'edificio.

7.4 VALUTAZIONE PRELIMINARE DELL'INTERVENTO³⁴

I dati ottenuti dalle analisi condotte sono stati utilizzati per elaborare strategie di intervento, e pianificare un programma di azioni di rinforzo, il cui aspetto di maggiore importanza prevede la definizione delle priorità.

La scelta del tipo, dell'entità e dell'urgenza delle procedure di consolidamento da eseguire, dipende dall'esito dei risultati, ma tiene conto anche di alcuni fattori quali la regolarità, in termini di resistenza e rigidità, e la duttilità, che non dovrà essere ridotta dall'introduzione di rinforzi.

La strategia di intervento ha previsto l'analisi delle diverse alternative relative alla possibilità di eseguire rinforzi o ricostruzioni di tutti o di

³⁴ Cfr. L. Zevi, *“Il manuale del Restauro Architettonico”*, Mancosu Editore, Roma, 2001
Cfr. 8.7.4 Criteri e tipi di intervento dalle *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. 14 gennaio 2008

parte degli elementi, modificare l'organismo strutturale con l'aggiunta di nuovi elementi resistenti o con l'eliminazione di quelli particolarmente vulnerabili, ed infine introdurre un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione di progetto.

Il progetto dell'intervento deve comprendere la scelta delle tecniche e dei materiali, il dimensionamento preliminare, l'analisi strutturale considerando la struttura modificata, e le verifiche della struttura post-intervento.³⁵

Tra le diverse modalità di intervento, quelle tradizionali e quelle più innovative, è stato necessario considerare sia gli aspetti vantaggiosi che quelli sfavorevoli per ciascuna tipologia, al fine di individuare la metodologia che possa risolvere maggiormente le problematiche della struttura in esame. Per tale motivo si è scelto di eseguire una tecnica tradizionale di rinforzo locale che prevede l'incamiciatura in c.a. degli elementi strutturali.

³⁵ Cfr. 8.7.5 Progetto dell'intervento dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Cfr. Circolare 2 Febbraio 2009 n°617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Cfr. M. Di Ludivico, E. Mola, A. Prota, G. Manfredi, E. Cosenza, "Rinforzo sismico di una struttura in c.a. in scala reale, Parte II: criteri di progetto e modellazione", Università Federico II di Napoli, Politecnico di Milano

7.4.1. Incamiciatura in c.a.³⁶

L'incamiciatura in c.a. può essere applicata a pilastri, pareti e travi per incrementare la capacità portante verticale, la resistenza a flessione e/o a taglio, aumentare la capacità deformativa e garantire una maggiore efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve consentire il posizionamento delle armature con un copriferro adeguato, e si può parlare di incamiciatura totale o parziale. Nel caso in cui la camicia non avvolge completamente l'elemento si procede eliminando il copriferro esistente nelle facce non incamiciate e collegando le armature esistenti con quelle aggiuntive.

Se l'obiettivo dell'intervento è l'aumento della resistenza a flessione, si collegano ed ancorano le armature del piano inferiore con quelle del piano superiore, attraversando il solaio in apposite forature.

Nel caso in cui le camicie vengano realizzate per incrementare la resistenza a taglio e la deformabilità, è sufficiente che si fermino a 10 mm dal solaio.

Per valutare la resistenza e la deformabilità delle sezioni incamiciate si assume che:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo nuovo e quello esistente;
- il carico assiale agisce sull'intera sezione incamiciata;

³⁶ Cfr. C8.A.7.1 Incamiciatura in c.a. dalla Circolare 2 Febbraio 2009 n°617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia sono estese a tutta la sezione se la differenza tra in materiali non è eccessiva.

I valori della capacità da assumere nelle verifiche sono quelli calcolati seguendo le indicazioni semplificative, e ridotte mediante l'uso di coefficienti correttivi, in particolare si assume che:

- la resistenza a taglio $V_R' = 0.9V_R$;
- la resistenza a flessione $M_y' = 0.9M_y$;
- la deformabilità di snervamento $\theta_y' = 0.9 \theta_y$;
- la deformabilità ultima $\theta_u' = \theta_u$.

Per l'acciaio esistente la resistenza di calcolo da utilizzare è quella ottenuta dalle prove eseguite in sito o quella ricavata da altre fonti ed informazioni, ridotta con l'opportuno fattore di confidenza in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto, e nel calcolo di V_R' divisa anche per il coefficiente parziale.

La progettazione dell'intervento si è articolata in due fasi, la prima di individuazione degli elementi su cui intervenire, la seconda di dimensionamento delle nuove sezioni e delle armature necessarie.

Avendo condotto le analisi teoriche sul comportamento sismico dell'edificio mediante il VC (vulnerabilità calcestruzzo armato), in cui la schematizzazione delle struttura avviene considerando il comportamento dei soli elementi verticali, come spiegato nei paragrafi precedenti, si è ritenuto sufficiente intervenire sui soli pilastri, garantendo tuttavia, opportuni collegamenti con gli altri elementi strutturali, quali fondazioni e travi.

La notevole carenza di armatura longitudinale, che causa la rottura per flessione della struttura, evidenzia la necessità di colmare tale deficit, e dunque di intervenire incrementando la resistenza e la duttilità della struttura.

La scelta di intervenire su alcuni elementi, risiede nella necessità di garantire regolarità e omogeneità delle resistenze, riducendo le asimmetrie in pianta; a piano terra, in corrispondenza della platea, infatti, si interviene su tutti i pilastri, ad eccezione di quelli con sezione trapezoidale di dimensioni molto maggiori rispetto alle altre, uniformando così, le sezioni degli altri pilastri mediante l'incamiciatura. Analogamente in galleria, si interviene su tutti i pilastri, ad eccezione di quelli inglobati nella tamponatura.

Il dimensionamento delle camicie ha come riferimento le prescrizioni normative; secondo cui lo spessore della camicia deve garantire il copriferro sia per l'armatura longitudinale, che per quella trasversale³⁷, pertanto le sezioni sono state dimensionate considerando un copriferro di 3.5 cm ed un interferro di almeno 2.5 cm.

Per il dimensionamento delle armature longitudinali dei pilastri viene assunta la percentuale geometrica di armatura $\rho=2\%$, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro.³⁸

³⁷ Cfr. C.8A.7 dalla Circolare 2 febbraio 2009 n°617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

³⁸ Percentuale geometrica di armatura $1\% < \rho < 4\%$ Cfr. 7.4.6.2.2 Limitazione dell'armatura nei pilastri dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Ottenuta l'area di armatura necessaria è stato definito il numero e il diametro delle barre; per l'incamiciatura è stato previsto un calcestruzzo Rck250, caratterizzato da una resistenza cilindrica caratteristica di 20 MPa, ed un acciaio FeB44K.

Nella seguente tabella sono riportate le sezioni dei pilastri prima e dopo l'intervento e le relative barre di armatura predisposte.

Pilastro	Sezione Pre-intervento	Sezione Post-intervento	Armatura long.
7-9-10-11	40x40 cm	75x50 cm	dir x: 10+10 Ø22 dir y: 10+10 Ø22
12-13	65x40 cm	75x50 cm	dir x: 10+10 Ø22 dir y: 10+10 Ø22
16-17-20-21	70x25 cm	80x35 cm	dir x: 8+8 Ø22 dir y: 8+8 Ø22
A-H	40x45 cm	50x55 cm	dir x: 9+9 Ø20 dir y: 9+9 Ø20
B-G	45x50 cm	55x60 cm	dir x: 11+11 Ø20 dir y: 11+11 Ø20
C-D-E-F	45x30 cm	55x40 cm	dir x: 7+7 Ø20 dir y: 7+7 Ø20

Tabella 9: Dimensione pilastri pre e post-intervento

Considerando la nuova configurazione strutturale, è stata condotta nuovamente un'analisi mediante il VC per verificare che tale intervento abbia condotto ad un adeguamento, o almeno ad un miglioramento normativo.

7.4.2 Analisi dei risultati post-intervento

La modellazione dell'intervento di rinforzo mediante incamiciatura in c.a. dei pilastri, ha consentito, a livello teorico, il pieno soddisfacimento di tutte le verifiche, e dell'adeguamento sismico.

I risultati ottenuti da tale analisi, in termini di indicatori di rischio, sono riportati nelle seguenti tabella.

α_u				
	Pt dir. X	Pt dir. Y	P1 dir. X	P1 dir. Y
Minima	1.38	1.26	1.76	1.33

Tabella 10: Indicatori di rischio allo S.L.C. post-intervento

α_e				
	Pt dir. X	Pt dir. Y	P1 dir. X	P1 dir. Y
Minima	3.43	2.43	2.74	2.81

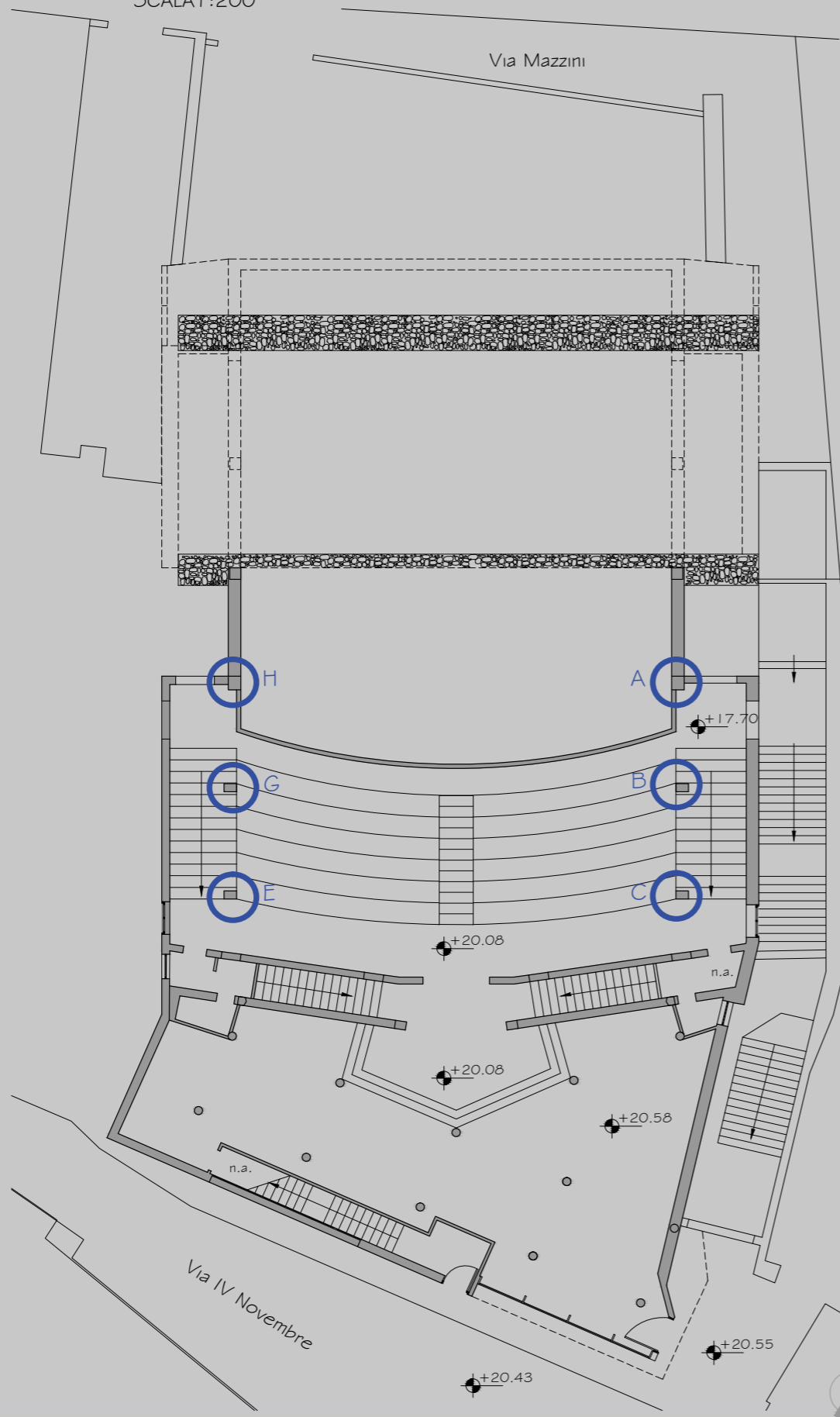
Tabella 10: Indicatori di rischio allo S.L.O. post-intervento

Appare evidente come in questo modo può essere migliorato il comportamento dell'edificio rispetto all'azione sismica, e l'intervento proposto può essere esteso all'intera struttura, e non solo a quella analizzata e schematizzata nel modello di analisi.

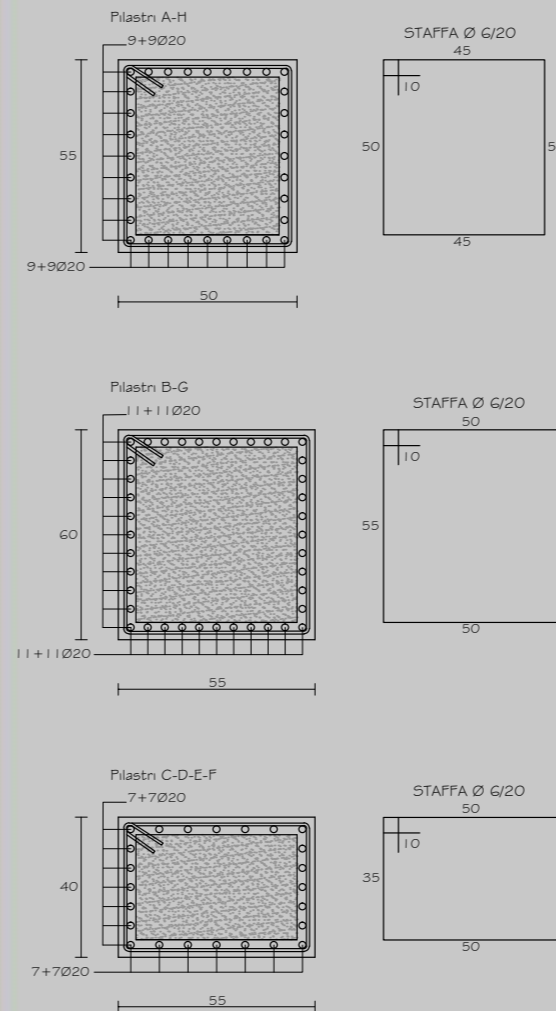
In conclusione l'analisi condotta utilizzando il programma VC per valutare la vulnerabilità e il rischio sismico degli edifici, il cui schema metodologico relativo ai risultati post-intervento è riportato negli Allegati, ha permesso di definire l'approccio utilizzato soddisfacente, sia

nelle ricerca e nell'individuazione delle problematiche e delle deficienze strutturali, sia nel tipo di intervento proposto, che ha infatti consentito di migliorare il comportamento sismico della struttura in relazione sia allo stato limite di collasso che di operatività.

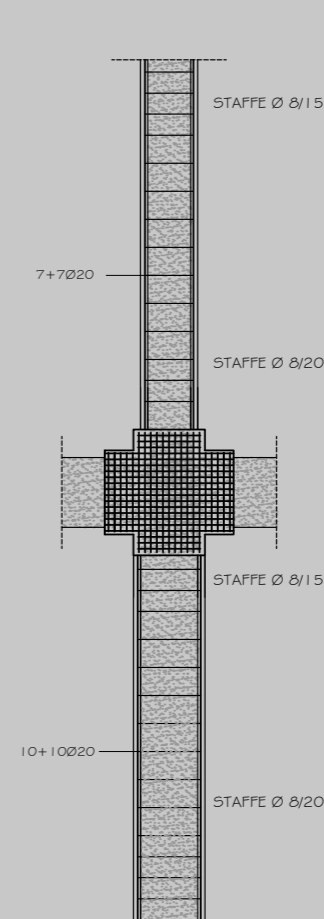
PIANTA ATRIO E GALLERIA
SCALA 1:200



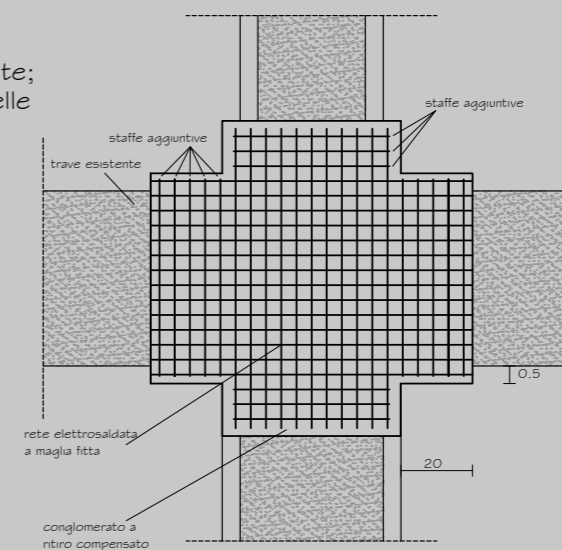
PARTICOLARI SEZIONI TRASVERSALI PILASTRI
SCALA 1:10



SEZIONE LONGITUDINALE
SCALA 1:25

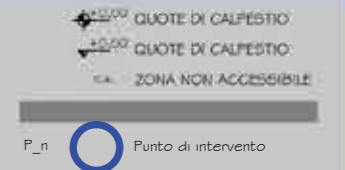


PARTICOLARE NODO TRAVE-PILASTRO
SCALA 1:10



FASI ESECUTIVE NODO:

- puntellamento struttura esistente;
- demolizione del copriferro e delle parti danneggiate;
- eventuale iniezione delle lesioni profonde;
- pulizia e umidificazione della superficie di supporto;
- posizionamento armature;
- applicazione del conglomerato mediante tecnica a spruzzo o a getto previa collocazione di cassaforme;
- rimozione puntellature e cassaforme.



LEGENDA

Incamicatura in c.a.

OBIETTIVI:

- aumento capacità portante;
- aumento resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento capacità deformativa.

DIMENSIONAMENTO:

- spessore camicie
Cfr. C8A.7.1 Circolare NTC 2008 "Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con copriferro adeguato"

- armatura longitudinale
Cfr. 7.4.6.2.2 NTC 2008 "Percentuale di armatura longitudinale $1\% < p > 4\%$ "

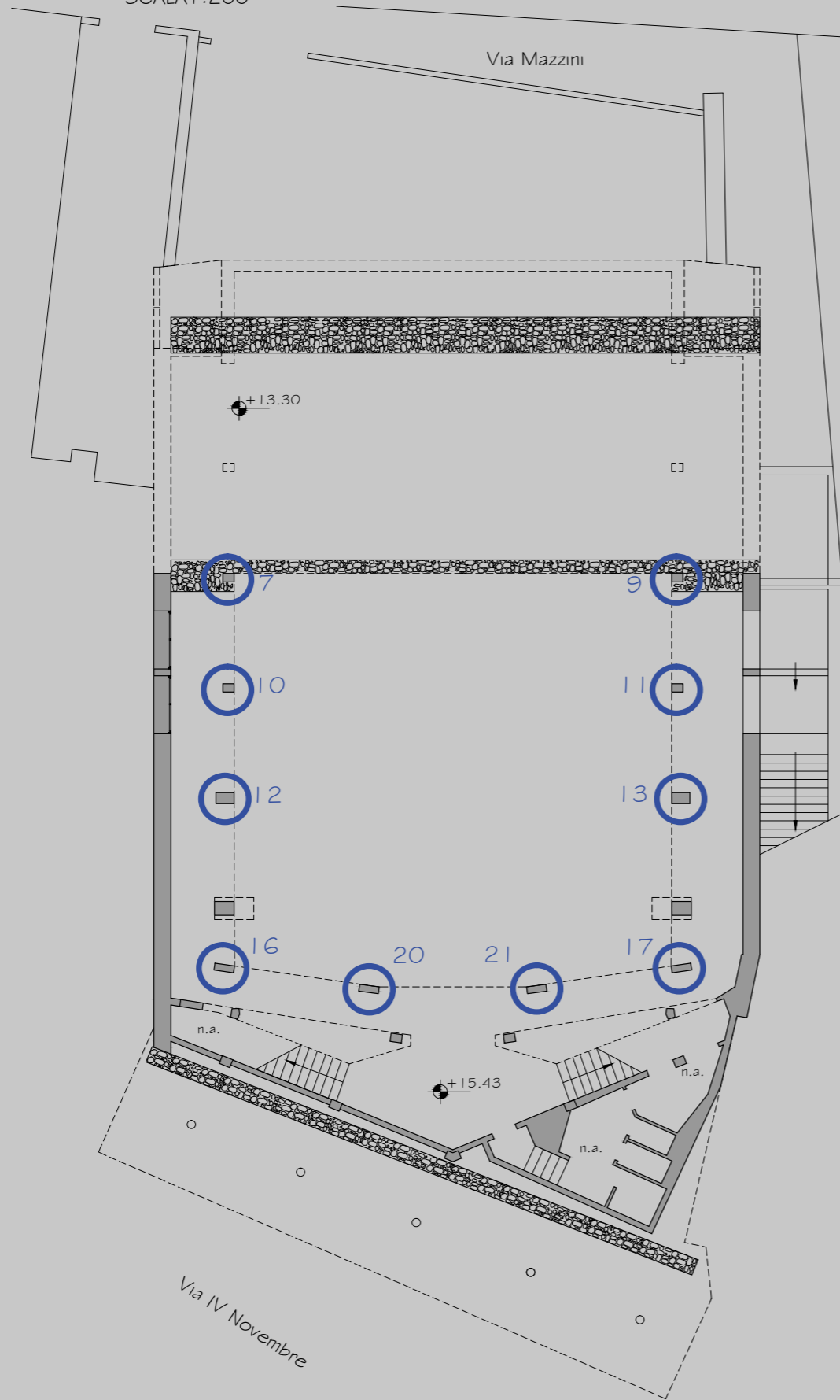
IPOSTESI SEMPLIFICATIVE

- l'elemento incamicato si comporta monoliticamente;
- piena aderenza tra cls nuovo ed esistente;
- il carico assiale agisce sulla intera sezione se le differenze tra i materiali non sono eccessive.

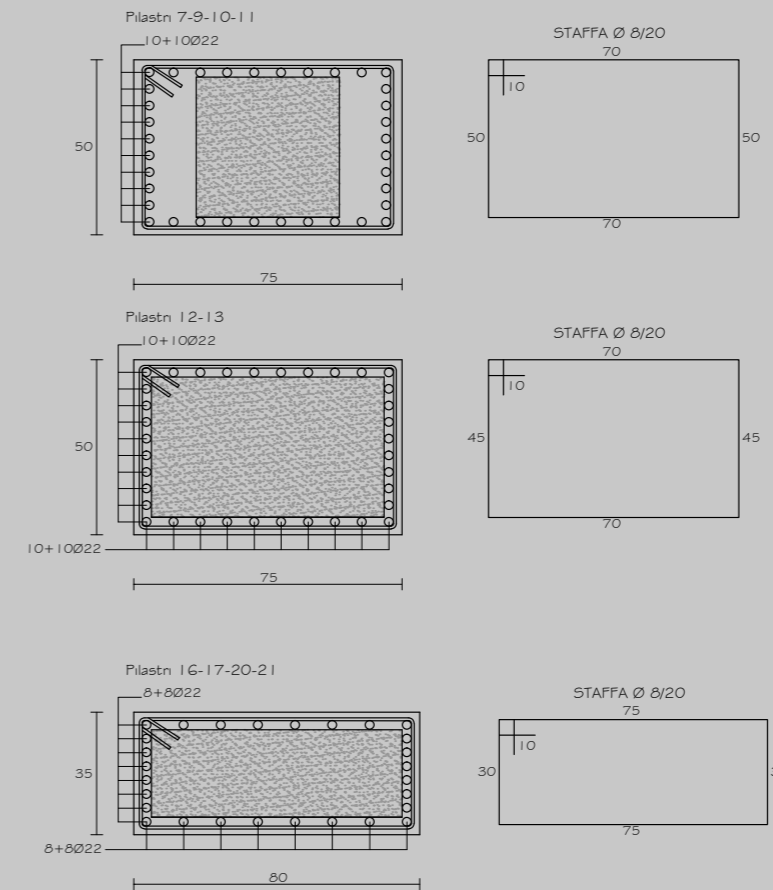


Esempio pilastro incamicato

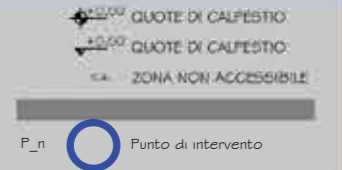
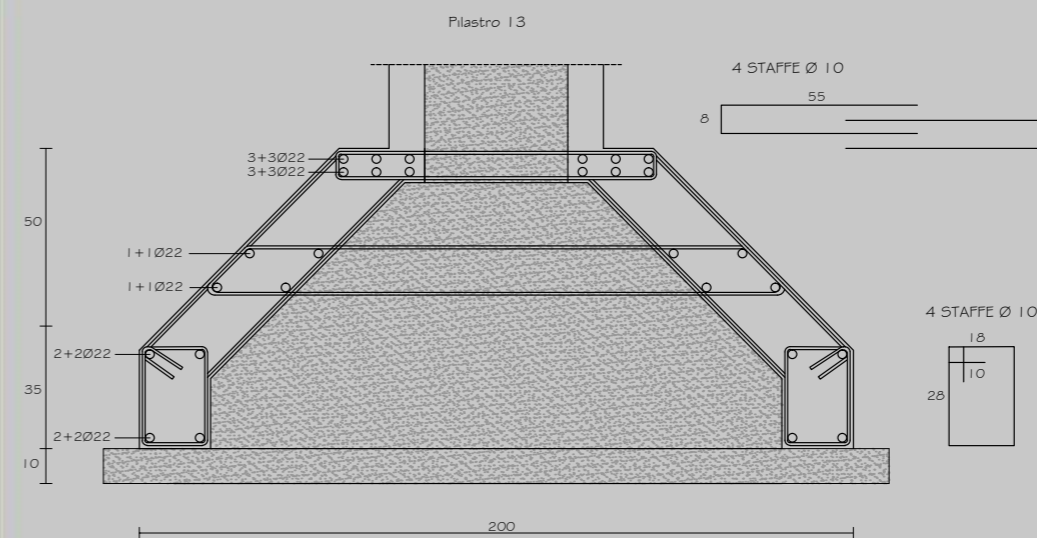
PIANTA PLATEA
SCALA 1:200



PARTICOLARI SEZIONI TRASVERSALI PILASTRI
SCALA 1:10



PARTICOLARE PLINTO DI FONDAZIONE
SCALA 1:10



LEGENDA

Incamicatura in c.a.

- SEZIONE INCAMICIATA
- resistenza a taglio: $V_r = 0.9 V_r$
 - resistenza a flessione: $M_y = 0.9 M_y$
 - deformabilità snervamento: $D'_y = 0.9 D_y$
 - deformabilità ultima: $D'_u = D_u$

- FASI ESECUTIVE:
- puntellamento strutture interessate;
 - demolizione copriferro e del cls lesionato;
 - iniezione delle lesioni interne al nucleo;
 - raddrizzamento barre longitudinali;
 - applicazione del cls o del betoncino;
 - rimozione puntellature.



Esempio pilastro incamiciato