



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI UDINE

---

Dipartimento Politecnico di Ingegneria Civile e Architettura  
Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile, Architettura e Territorio  
Ciclo XXIX

*Tesi di Dottorato*

**REALIZZAZIONI STRUTTURALI AVANZATE IN SVIZZERA  
ALLA LUCE DELLA NUOVA NORMATIVA SISMICA**

Supervisore  
*Prof. Ing. Stefano Sorace*

Dottorando  
*Mattia Licari*

---

2017



*Alla mia famiglia:  
Jacopo,  
Mariella e Turi,  
Livia e Silvano.*



## Sommario

---

Negli ultimi anni, grazie ad una solida cultura progettuale e a riuscite scelte stilistiche, numerosi progetti architettonici nati dalle eccellenze elvetiche sono stati capaci di trovare un'ampia eco ed importanti riconoscimenti anche a livello internazionale. Nonostante la vicinanza geografica con l'Italia, l'architettura e la cultura della *structural art* presenti in Svizzera non di rado si declinano in strutture con caratteristiche a tratti molto distanti dall'odierna progettazione italiana, in particolare per quanto riguarda l'approccio alla tematica sismica. Dopo anni di relativa noncuranza, la progettazione sismica delle strutture sta tuttavia diventando sempre più attuale anche in questa nazione che viene considerata a sismicità non particolarmente elevata. La presente tesi è incentrata sull'analisi di tale problematica in relazione all'odierna concezione strutturale svizzera, traendo degli importanti spunti dalla significativa esperienza professionale svolta in questa nazione in seno al percorso di Dottorato di Ricerca.

Dopo un *primo capitolo* introduttivo in cui viene fornita una breve panoramica generale circa l'evoluzione dell'ingegneria strutturale elvetica a partire dalla fine dell'Ottocento, il *focus* del lavoro si addentra progressivamente nella tematica sismica. Il *capitolo successivo* offre uno spaccato del rapporto tra la Svizzera e tale fenomeno naturale sotto diversi aspetti: la storia sismica, gli studi sulla pericolosità e il corrispondente rischio nazionale, l'evoluzione della normativa sismica. Nella *terza parte* della tesi viene presentata una selezione di otto recenti realizzazioni di ridotte dimensioni, oggetto di pubblicazioni e dalla forma architettonica attuale, in cui risultano particolarmente evidenti alcune peculiarità strutturali atipiche per il panorama progettuale italiano, quali meccanismi sismo-resistenti complessi e dotati di scarsa ridondanza, presenza limitata di elementi strutturali in elevazione, elevate masse sismiche. Il *capitolo conclusivo* offre un esame più approfondito dei due progetti in tal senso ritenuti più significativi ed interessanti mediante analisi non lineari. In particolare, dopo aver ricavato delle informazioni circa la prestazione delle due strutture per un sisma riferito al sito su cui sorgono, si sono indagate le risposte nel caso di un ipotetico sisma italiano di entità medio-alta.



## Summary

---

In recent years, thanks to a firm design culture and successful stylistic choices, several Swiss projects found a wide echo and were awarded at international level. Despite the proximity to Italy, Swiss architectural conception is however not infrequently translated into structures that are significantly different compared to the current Italian structural design philosophy, particularly as regards the seismic topic. Nevertheless, after years of carelessness, the seismic design of structures is becoming increasingly topical also in this country. The present thesis is focused on the analysis of the seismic issue in relation to today's Swiss structural design, taking advantage of the professional experience carried out in this country within the PhD research activity.

After a *introductory chapter* concerning a brief overview about the evolution of the Swiss structural engineering mindset from the late nineteenth century, the work progressively focuses on the seismic issue. The *second chapter* provides an insight into the relationship between Switzerland and this natural phenomenon under several aspects: seismic history, studies on national hazards and corresponding risk, evolution of the seismic code. In the *third part* of the thesis a selection of eight recent Swiss low-rise projects is offered. All of these buildings are objects of recent publications and/or awards and were chosen for the architectural form characterized by some atypical structural peculiarities which are hard to find in Italian structures, such as complex and low redundancy seismic-resistant mechanisms, limited presence of load-bearing structural elements, high seismic masses due to thick concrete slabs. The *final chapter* provides a closer assessment by means of non-linear analyses of the two projects which were judged the most significant and interesting among the whole previous selection. In particular, besides obtaining information about the performance of the structures for a earthquake related to their actual sites, the seismic response in the case of a hypothetical Italian earthquake of medium-high entity has been investigated as well.





## Résumé

---

Lors des dernières années, en vertu d'une forte culture du projet et à des choix stylistiques réussis, nombreuses œuvres d'architecture créées par des excellences suisses ont su faire parler d'elles et reçu d'importantes reconnaissances internationales. Malgré la proximité géographique avec l'Italie, l'architecture et la culture de la *structural art* rependues en Suisse se manifestent souvent dans des structures avec des caractéristiques très éloignées de l'actuel panorama italien et ceci surtout en ce qui concerne l'approche de la thématique parasismique. Après plusieurs années d'inobservance de ces questions, les concepts parasismiques commencent à s'imposer dans la conception, le dimensionnement ou la vérification des structures en Suisse, nation considérée à sismicité non particulièrement prononcée. Cette thèse se concentre sur l'analyse de la problématique parasismique en relation avec l'actuelle conception structurelle suisse en tirant profit de l'expérience professionnelle vécue par le candidat dans cette nation au sein de son parcours de Doctorat.

Après le *premier chapitre* d'introduction dans lequel l'évolution générale de l'ingénierie structurelle suisse à partir de la fin du 19<sup>ème</sup> siècle est brièvement présentée, le travail approfondit progressivement la thématique sismique. Le *chapitre suivant* analyse sous différents angles le rapport entre la Suisse et ce phénomène naturel : les tremblements de terre historiques, les études sur l'aléa et le risque sismique au niveau national ainsi que l'évolution des normes. Le *troisième chapitre* offre une sélection de huit réalisations suisses récentes de petites dimensions, qui ont fait l'objet de publication et caractérisées par une forme structurelle actuelle. Ces réalisations ont été choisies pour leur aspect structural atypique en comparaison de la conception structurelle italienne tels que : des concepts de stabilisation complexes et avec faible redondance, la présence limitée de porteurs verticaux et une masse sismique élevée. Dans le *chapitre conclusif* les deux réalisations les plus significatives et intéressantes ont été retenues et analysées à l'aide de modèles non linéaires. Plus en détail, l'analyse des deux structures soumises aux séismes relatifs aux vrais lieux de réalisation a fourni les informations utiles pour étendre l'étude aux cas hypothétiques en appliquant un séisme italien d'intensité de moyenne à forte.



## Zusammenfassung

---

In den letzten Jahren, dank einer soliden Designkultur und einer erfolgreichen stilistischen Entscheidung fanden viele architektonische Projekte, die von der Schweizer Exzellenz entwickelt wurden, ein breites Echo und bedeutende Auszeichnungen auf internationaler Ebene. Trotz der geografischen Nähe zu Italien, kommt es nicht selten vor das die in der Schweiz anwesende Architektur und Kultur der *Struktural Art* sehr weit entfernt von der italienischen Projektierung ist, im besonderem Hinblick auf den Umgang mit dem Thema Seismik. Nach Jahren relativer Vernachlässigung, wird die Erdbebensicherheit von Bauwerken jedoch immer mehr aktuell, auch in diesem Land wo die Seismizität nicht besonders hoch ist. Diese These basiert sich auf der Analyse dieses Problems in Bezug auf die heutigen Schweizer strukturellen Auffassung, wo wichtige Ideen aus der bedeutenden Berufserfahrung in diesem Land entnahmen auf dem Wege zum Doktorat.

Nach einem *ersten einleitenden Kapitel*, in dem über die Entwicklung des Schweizer Hochbau aus dem späten neunzehnten Jahrhunderts einen kurzen Überblick bietet, vertieft sich der Schwerpunkt der Arbeit zunehmend die seismische Thematik. Das *nächste Kapitel* bietet einen Einblick in die Beziehung zwischen der Schweiz und diesem Naturphänomen unter mehrfacher Hinsicht: die Seismische Geschichte, Studien über die Gefahren und die entsprechenden nationalen Risiken, die Entwicklung der seismischen Normen. Im *dritten Teil* wird eine Auswahl von acht jüngsten Realisierungen mit reduzierten Abmessungen angeboten, Publierte Objekte und von aktuellen architektonischen Formen, in der sich besonders deutlich einige atypischen strukturellen Besonderheiten im Gegensatz zur italienischer Planung ergeben, wie komplexe seismische Mechanismen und mit geringer Redundanz, begrenzte Präsenz von Strukturelementen in der Höhe, hohe seismische Massen. Das *letzte Kapitel* bietet eine genauere Untersuchung der beiden, in dieser Hinsicht wichtigsten und interessantesten Projekte, die durch nichtlineare Analyse berücksichtigt sind. Insbesondere wurden die Leistungen diesen Projekten im Falle eines hypothetischen italienischen Erdbebens untersucht und verglichen.



# Indice

---

<b>1. L'INGEGNERIA STRUTTURALE IN SVIZZERA .....</b>	<b>1</b>
1.1 INTRODUZIONE .....	1
1.2 LA NASCITA DELLA CULTURA DELLA <i>STRUCTURAL ART</i> .....	2
1.3 L'ATTUALE SCENARIO PROGETTUALE .....	9
<b>2. LA SVIZZERA ED I TERREMOTI.....</b>	<b>21</b>
2.1 LA STORIA SISMICA.....	21
2.2 LA PERICOLOSITÀ SISMICA.....	24
2.3 IL RISCHIO SISMICO.....	27
2.4 L'EVOLUZIONE DELL'INGEGNERIA SISMICA E DELLA NORMATIVA .....	31
2.4.1 <i>Gli albori e la prima norma sismica SIA 160:1970.....</i>	<i>31</i>
2.4.2 <i>Verso una progettazione sismica moderna: la norma SIA 160:1989.....</i>	<i>34</i>
2.4.3 <i>Il recepimento degli Eurocodici: le attuali norme per gli edifici SIA 260-267 .....</i>	<i>36</i>
2.4.4 <i>L'adeguamento sismico delle strutture esistenti: il documento SIA 2018.....</i>	<i>40</i>
2.4.5 <i>La Fondazione per la Dinamica Strutturale e l'Ingegneria Sismica .....</i>	<i>47</i>
2.5 CONCLUSIONI .....	49
<b>3. SELEZIONE DI RECENTI REALIZZAZIONI.....</b>	<b>51</b>
3.1 INTRODUZIONE .....	51
3.2 PROGETTI SELEZIONATI .....	53
3.2.1 <i>Scuola per l'infanzia a Grono (GR).....</i>	<i>53</i>
3.2.2 <i>Scuola per l'infanzia a Buechen/Thal (SG).....</i>	<i>60</i>
3.2.3 <i>Ufficio a Flims (GR).....</i>	<i>65</i>
3.2.4 <i>Casa a San Nazzaro (TI) .....</i>	<i>70</i>
3.2.5 <i>Casa a Minusio (TI).....</i>	<i>76</i>
3.2.6 <i>Casa a Zurigo (ZH) .....</i>	<i>81</i>
3.2.7 <i>Case a Collina d'Oro (TI).....</i>	<i>89</i>
3.2.8 <i>Palestra a Chiasso (TI).....</i>	<i>96</i>
<b>4. ANALISI DI DUE PROGETTI .....</b>	<b>105</b>
4.1 INTRODUZIONE .....	105
4.2 CASA A SAN NAZZARO (TI).....	105
4.2.1 <i>Aspetti modellativi .....</i>	<i>105</i>
4.2.2 <i>Analisi sismica.....</i>	<i>111</i>
4.2.3 <i>Approfondimento nel caso di sisma più gravoso .....</i>	<i>119</i>

---

4.3 CASE A COLLINA D'ORO (TI) .....	126
4.3.1 <i>Aspetti modellativi</i> .....	126
4.3.2 <i>Analisi sismica</i> .....	137
4.3.3 <i>Approfondimento nel caso di sisma più gravoso</i> .....	148
4.4 CONCLUSIONI ED OSSERVAZIONI FINALI .....	156
<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>157</b>
<b>RINGRAZIAMENTI</b> .....	<b>159</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>161</b>
<b>ALLEGATI</b> .....	<b>167</b>
ALLEGATO A: PIANI ARMATURA CASA A SAN NAZZARO .....	169
ALLEGATO B: PIANI ARMATURA CASE A COLLINA D'ORO.....	177







# 1. L'ingegneria strutturale in Svizzera

---

## 1.1 Introduzione

A partire dall'inizio del XX secolo, l'architettura e l'ingegneria elvetiche ricoprono senza soluzione di continuità un ruolo importante a livello mondiale. In particolare negli ultimi vent'anni, svariati riconoscimenti internazionali<sup>1</sup> e numerose pubblicazioni hanno contribuito a portare alla ribalta la concezione architettonica svizzera, rendendola un punto di riferimento di primo piano per tutti i progettisti.

Questi recenti riconoscimenti rappresentano tuttavia solamente l'apice di una cultura progettuale solida e ben radicata nel paese, che punta fortemente sullo strumento del concorso pubblico come promotore della qualità e dell'originalità dei progetti. All'interno di questo contesto, la collaborazione tra architetto ed ingegnere viene incentivata sin dalle prime fasi progettuali e costituisce un'indubbia opportunità di arricchimento del progetto stesso<sup>2</sup>: come si avrà modo di cogliere nel prosieguo del capitolo, non sono infatti rari i progetti in cui l'ingegnere ricopre un ruolo proattivo nell'ideazione del concetto architettonico dell'opera. A riprova di ciò, si registrano

---

<sup>1</sup> Tra gli altri: 1 Premio Mies van der Rohe (Peter Zumthor, 1998), 1 Premio Stirling (Herzog & de Meuron, 2003), 2 Premi Pritzker (Herzog & de Meuron, 2001; Peter Zumthor, 2009), 2 Premi Imperiali (Herzog & de Meuron, 2007; Peter Zumthor, 2008).

<sup>2</sup> Basti ad esempio pensare che nel 2006 il Forum di Architettura di Zurigo ha promosso la mostra "Dialog der Konstrukteure" [Dialogo tra costruttori] con l'intento di mostrare come il binomio architetto-ingegnere possa rivelarsi un'importante e prolifica fonte di ispirazione per il progetto. Per la mostra sono stati selezionati e presentati diversi progetti in cantiere o realizzati in Svizzera a partire dai primi anni '90, la cui potenza espressiva è in larga parte da attribuire alla stretta collaborazione tra le due figure professionali. La mostra ha visto la partecipazione di personalità di spicco dell'architettura e dell'ingegneria elvetica e può essere ripercorsa grazie alla pubblicazione [61].

La stessa Federazione degli Architetti Svizzeri (FAS) si è poi ufficialmente impegnata a promuovere tale esperienza anche a livello internazionale, organizzando nella primavera del 2010 due convegni internazionali nell'ambito dell'evento "Architecture in Dialogue" promosso dal Centro tedesco per l'architettura (DAZ) di Berlino.

Appare infine significativo ricordare come la Svizzera abbia scelto di essere rappresentata alla 12° Biennale di Architettura di Venezia del 2010 proprio da un ingegnere civile, nella fattispecie dall'ingegnere grigionese Jürg Conzett, già collaboratore di Peter Zumthor dal 1980 al 1987.

Per una più ampia trattazione del tema, con un *focus* particolare sulla realtà svizzera ed interessanti esempi di recenti realizzazioni a valenza internazionale, si rimanda a [62].

diversi binomi frutto di collaborazioni continuative tra studi professionali<sup>3</sup> in cui le due figure si influenzano in maniera significativa; in certi casi a tal punto da non poter più scindere il concetto architettonico da quello strutturale.

Questa predisposizione che tende ad avvicinare la figura dell'ingegnere a quella dell'architetto e viceversa – o se non altro a limarne fortemente i contrasti –, così come alcune caratteristiche tipiche dell'architettura elvetica, è inevitabilmente influenzata dai pensieri, dagli insegnamenti e dalle opere di alcuni illuminati ingegneri svizzeri che a partire dalla fine dell'Ottocento hanno condizionato più o meno direttamente la mentalità dei progettisti del loro paese. Oltre a numerosi riconoscimenti ed attestati di stima a livello internazionale, a questi ingegneri legati alla realtà del Politecnico federale ETH di Zurigo, sono stati dedicati molti studi, tra i quali uno dei più strutturati ed importanti risulta quello condotto in molti anni dal professore americano David P. Billington dell'Università di Princeton, che nel suo libro non esita a definirli *structural artists* [1].

## 1.2 La nascita della cultura della *structural art*

Nel corso del XIX secolo, nel contesto storico della prima rivoluzione industriale, la neonata disciplina dell'ingegneria civile permise la realizzazione di importanti opere grazie al lavoro dei primi ingegneri in senso proprio quali Thomas Telford (1757-1834) in Inghilterra, Gustave Eiffel (1832-1923) in Francia e John Roebling (1806-1869) negli Stati Uniti. Queste opere innovative, figlie del nuovo contesto scientifico ed impensabili fino a pochi decenni prima, ebbero un grande impatto sulla società e la loro concezione estetica inedita fece emergere per la prima volta l'interrogativo di quale fosse il reale confine tra l'architettura e l'ingegneria. Per questi pionieri dell'ingegneria, la sensibilità estetica rivestiva infatti un ruolo del tutto centrale: tenendo conto dell'efficienza (minimo utilizzo di materiale) e dell'economia (costo competitivo), furono fautori di una concezione estetica che divenne, per i rispettivi Paesi di appartenenza, simbolo della nascente società industriale e democratica.<sup>4</sup>

Sul finire del XIX secolo, il venir meno dello stupore del pubblico per tali opere ed i grandi progressi della scienza delle costruzioni e l'esigenza economica di massimo sfruttamento dei materiali, fece sì che l'educazione degli ingegneri divenne sempre più teorica ed astratta, contribuendo a far percepire la figura dell'ingegnere civile come un mero calcolatore di strutture il più possibile ottimizzate e conformi alle normative, la cui estetica in quest'ottica non riveste più un ruolo primario. Tuttavia,

---

<sup>3</sup> Si pensi ad esempio alle consolidate collaborazioni tra Peter Zumthor e gli ingegneri Jürg Buchli e Jürg Conzett, tra Herzog & de Meuron e lo studio d'ingegneria Schnetzer Puskas, tra Christian Kerez e lo studio Schwartz Consulting.

<sup>4</sup> Si pensi ad esempio alla Tour Eiffel di Parigi o al ponte di Brooklyn di New York.

l'educazione degli ingegneri civili svizzeri, pur basandosi su solide conoscenze teoriche, si discostò in parte da questa diffusa tendenza, mantenendo in un certo qual modo viva la mentalità dei succitati pionieri dell'architettura del ferro [1].

La prima figura di riferimento in tal senso è senza dubbio Karl Wilhelm Ritter<sup>5</sup> (1847-1906), i cui insegnamenti di statica grafica e l'orientamento progettuale pragmatico influenzarono profondamente il *modus operandi* di due suoi allievi destinati a diventare due tra i più grandi progettisti del XX secolo: Robert Maillart<sup>6</sup> (1872-1940) con il suo pionieristico utilizzo del calcestruzzo armato e Othmar Ammann<sup>7</sup> (1879-1965) con i suoi eleganti ponti in acciaio a lunga campata.

Nella prima parte del Novecento, vi fu in Svizzera un aspro dibattito in merito alla progettazione di strutture civili tra la scuola tecnica e quella scientifica. Quest'ultima, nata in Germania e capeggiata in Svizzera da Max Ritter (1884-1946) e Arthur Rohn (1878-1856), prevedeva l'insegnamento delle teorie generali mediante il ricorso a diagrammi astratti e rigorose formulazioni algebriche. La scuola tecnica, promossa da Wilhelm Ritter e continuata da Robert Maillart, al contrario prediligeva l'utilizzo di procedure di calcolo più semplificate ed intuitive, associate all'uso della statica grafica e alla sperimentazione diretta su strutture reali.

Maillart criticò apertamente Max Ritter e Rohn per le loro idee, soprattutto in relazione al pensiero che il calcolo sia l'unico scopo dell'ingegnere, mentre egli rivendicava un ruolo nella concezione estetica delle strutture. Per la scuola scientifica, il lavoro dell'ingegnere è semplicemente quello di applicare delle teorie

---

<sup>5</sup> Karl Wilhelm Ritter insegnò all'ETH dal 1882 al 1902 succedendo a Carl Culmann (1821-1881), considerato il padre della statica grafica con la pubblicazione del libro *Die Graphische Statik* [Statica grafica] nel 1866. A partire dal 1888, continuando l'opera di Culmann, scrisse *Anwendungen der Graphischen Statik* [Applicazioni di statica grafica], di cui completò 4 dei 5 tomi previsti. Nel 1899 ideò l'analogia a traliccio – in seguito perfezionata nel 1902 da Emil Mörsh (1872-1950) – tuttora utilizzata per schematizzare il comportamento a taglio delle travi in calcestruzzo armato.

In aperto contrasto con la scuola di pensiero tedesca, fu convinto sostenitore della sperimentazione diretta mediante prove di carico e dei metodi geometrici di analisi delle strutture. Secondo Ritter, i metodi geometrici, basati sull'analisi visiva della struttura e delle forze in gioco, avevano rispetto a quelli algebrici il vantaggio di consentire all'ingegnere di cogliere in maniera intuitiva ed immediata il comportamento strutturale, svincolandolo al contempo da un approccio dogmatico basato su astratte formulazioni matematiche. La statica grafica gli consentì di tradurre le formulazioni matematiche in semplici concetti grafici, facilmente assimilabili e applicabili dai suoi studenti. Questo approccio gli permise inoltre di mettere in connessione diretta la meccanica delle strutture con la loro estetica.

<sup>6</sup> Robert Maillart ha conseguito la laurea in ingegneria civile presso l'ETH nel 1894. Nel 1902 apre la sua impresa di costruzione e di progettazione. Nel 1912 sposta la sua attività in Russia, dalla quale ritorna nel 1919 avendo perso tutto. In breve tempo riesce a risollevarsi e continua la sua attività di progettazione in patria fino alla morte.

<sup>7</sup> Othmar Ammann è noto per aver progettato 7 degli 11 ponti che collegano New York al resto degli Stati Uniti. Il suo talento e l'ingegno lo hanno aiutato a creare i ponti sospesi più lunghi del suo tempo, quali il ponte George Washington (1931; campata 1067 m) ed il Ponte di Verrazzano (1964; campata 1298 m). Partendo dagli insegnamenti di W. Ritter, grazie alla cosiddetta *deflection theory* (secondo la quale il peso dei cavi ed il carico distribuito lungo la campata avrebbe fornito sufficiente rigidità al ponte in modo tale da non aver bisogno di alcun traliccio di irrigidimento; poi abbandonata in seguito al crollo del Tacoma Narrows Bridge del 1940), Ammann era noto per essere in grado di creare ponti di grande luce e bellezza, mantenendo bassi i costi. Particolarmente attento alla forma delle sue creazioni, i suoi cardini estetici erano tre: impalcato leggero, piloni imponenti e stralli espressivi.

con l'obiettivo di trovare una struttura che soddisfi le norme tecniche: l'aspetto estetico non è un tema centrale e potrà essere trovato in un secondo momento attraverso l'applicazione di decorazioni posticce. Al contrario, per Maillart l'estetica è responsabilità dell'ingegnere ed è un elemento imprescindibile di un buon progetto: l'eleganza proviene direttamente dalla struttura e non da un'idea estranea di bellezza. La scelta della forma della struttura era per lui cruciale e permetteva di individuare due tipi di ingegneri: uno che accetta le forme tradizionali e le relative teorie generali e l'altro che interroga queste forme e ricerca specifici approcci di calcolo.

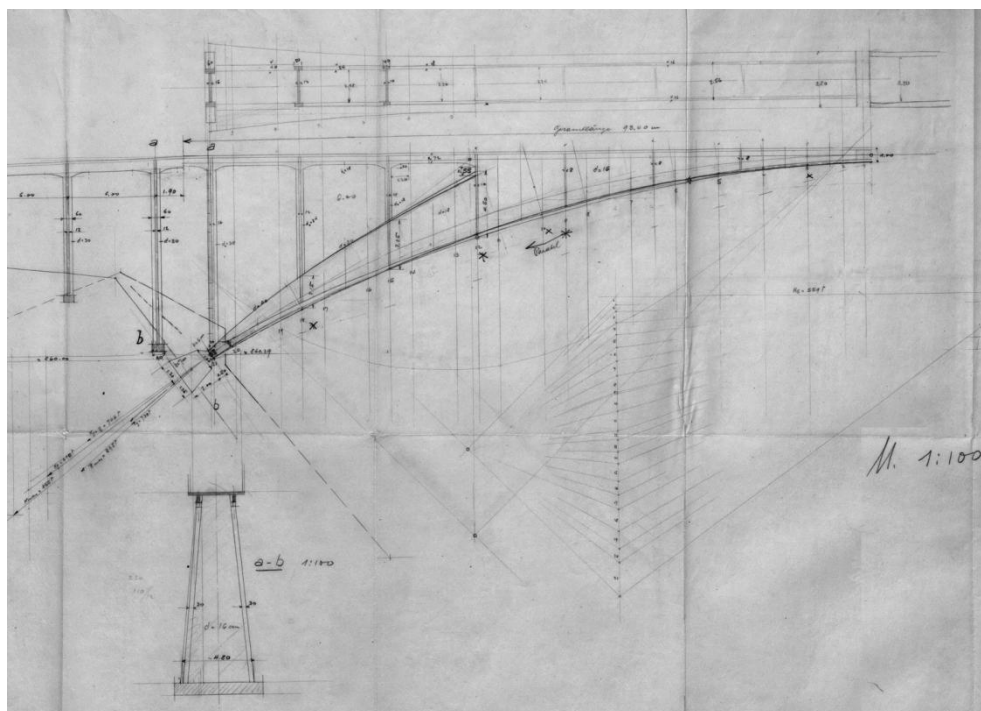
A Robert Maillart si deve l'emancipazione del calcestruzzo armato (Figura 1.1): in un'epoca che vedeva in questo nuovo materiale un semplice sostituto a buon mercato della pietra, egli fu il primo a capirne le nuove potenzialità espressive, utilizzandolo in forme innovative e svincolandolo da quelle tradizionali legate all'estetica della pietra. La possibilità di plasmare il calcestruzzo a piacimento dà al progettista strutturale un ruolo di primo piano, emancipandolo dalla figura dell'architetto che non può cogliere a pieno le leggi che permettono alla struttura di funzionare. Per questo motivo egli fu sempre estremamente critico nei confronti di normative tecniche troppo restrittive e complesse<sup>8</sup>, ree di standardizzare l'operato degli ingegneri attraverso arbitrarie limitazioni imposte dall'*establishment* universitario: alle formule intricate – e oramai inevitabilmente superate – spalleggiate da Max Ritter e dai suoi colleghi, Maillart contrapponeva un approccio razionale – e ancora oggi in gran parte valido – basato su intuitivi ragionamenti grafici accompagnati da calcoli semplici.<sup>9</sup>



**Figura 1.1** Robert Maillart, ponte Salginatobel, Schiers (GR), 1929-1930. Il ponte, con luce di 90 m e dotato di una struttura ad arco a tre cerniere, è considerato una pietra miliare dell'ingegneria civile (dal 1991 è riconosciuto ufficialmente come *International Historic Civil Engineering Landmark*).

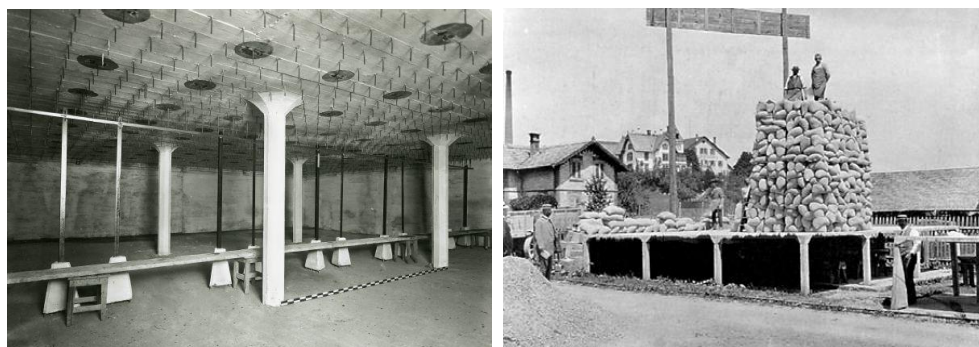
<sup>8</sup> Un significativo articolo a tal riguardo, scritto da Maillart poco prima di morire, è [63].

<sup>9</sup> Emblematico è in tal senso il caso del ponte a soletta rigida collaborante Schwandbach (1933). Mentre Maillart lo calcolò mediante un'analisi semplificata (che ha poi trovato una riconferma nelle prove di carico del prof. Mirko Ros) in un pomeriggio, Max Ritter ottenne insieme ad i suoi assistenti un complesso sistema di 36 equazioni la cui risoluzione richiese tre settimane.



**Figura 1.2** Robert Maillart, analisi grafica e dimensionamento del ponte Salginatobel, 1928.

Durante tutta la sua vita Maillart si spese nello studio e nella concezione di nuove forme che permettessero di sfruttare al meglio le caratteristiche e le potenzialità espressive del calcestruzzo, privilegiando ai meccanismi resistenti per massa i più eleganti meccanismi resistenti per forma.<sup>10</sup> Guidato da un solido *background* sia teorico che tecnico, dall'approccio grafico appreso da Ritter (Figura 1.2) e dall'osservazione e sperimentazione diretta sulle strutture (Figura 1.3), nel corso degli anni ideò delle soluzioni fortemente innovative, alcune delle quali ancora oggi utilizzate: la sezione resistente scatolare (ponte a Zous, 1901); il ponte ad arco a tre cerniere (ponte a Tavanasa, 1904); il solaio a fungo (magazzini generali Giesshübel a Zurigo, 1910); il ponte a soletta rigida collaborante (ponte sul lago Wägital, 1923).



**Figura 1.3** Robert Maillart, prove di carico su soletta a fungo, Zurigo (ZH), 1909. Questa soluzione costruttiva (brevettata da Maillart nel 1910) permise di eliminare le nervature tra i pilastri (sistema costruttivo Hennebique), consentendo un notevole risparmio di tempo (foto: Bildarchiv ETH).

<sup>10</sup> Un interessante articolo scritto da Maillart nel merito è [64].

Il pensiero di Maillart, fortemente osteggiato in Svizzera dal mondo accademico e professionale a lui contemporaneo, venne tuttavia raccolto nel secondo dopoguerra da Pierre Lardy<sup>11</sup> (1903-1958), il cui concetto di estetica ebbe una grande influenza sulla progettazione di altri due importanti *structural artist* svizzeri della seconda metà del XX secolo: Heinz Isler e Christian Menn.

Heinz Isler<sup>12</sup> (1926-2009) è famoso in tutto il mondo per i suoi eleganti gusci sottili in c.a. (Figura 1.4) capaci di superare luci notevoli con spessori esigui. Insoddisfatto dei gusci sottili di forma geometrica ottenuti mediante complesse formulazioni algebriche<sup>13</sup> e riflettendo sull'estetica di tali strutture, elaborò nel corso degli anni dei metodi semplici ma al contempo ingegnosi che, evitando qualsiasi formulazione matematica e sfruttando le sole leggi naturali, gli permisero di ottenere delle strutture continue dalla forma libera interamente compresse sotto i carichi gravitazionali (Figura 1.5).<sup>14</sup> Per Isler la questione tecnica primaria della ricerca della forma

---

<sup>11</sup> Pierre Lardy si laureò in ingegneria civile all'ETH nel 1936, dopo aver conseguito un dottorato in matematica. Nel 1942 divenne assistente di Max Ritter, al quale succedette nel 1946 alla cattedra di strutture in c.a. Insieme a M. Ritter, Lardy pubblicò nel 1946 uno dei primi libri sul calcestruzzo armato precompresso (*Vorgespannter Beton: Theorie und Berechnung, Schweiz. Versuche und Ausführungen*), contribuendo in modo significativo a diffondere l'utilizzo di tale tecnologia presso i progettisti europei. Nel 1948, ispirato dalla figura di Eduardo Torroja (1899-1961), istituì all'ETH un laboratorio di prove su modelli in scala ridotta di gusci sottili in c.a. Nel 1955 ebbe un ruolo centrale nella redazione delle normative strutturali SIA 162:1956, che contribuì a rendere snelle e chiare.

Lardy diede molto risalto al tema dell'estetica delle strutture, presentandolo come parte integrante dell'attività di progettazione. Nelle sue lezioni era solito presentare i vari sistemi strutturali, schizzandone i dettagli e discutendone l'effetto estetico e le possibili migliorie apportabili. In particolare, egli incoraggiava i suoi studenti a non limitare l'immaginazione a concetti preconfezionati: significativa in tal senso è la sua critica dei dettagli standard proposti dalle normative americane, rei di ostacolare la fantasia del progettista privilegiando le ragioni del calcolo alla proporzione delle forme. Il suo insegnamento era basato su un forte rigore matematico, ma enfatizzava al contempo i metodi di analisi semplificati, gli aspetti pratici ed economici della progettazione.

<sup>12</sup> Isler si laureò in ingegneria civile all'ETH nel 1950 e dal 1951 al 1953 fu assistente di Pierre Lardy. Aprì il proprio ufficio di progettazione nel 1954 a Burgdorf.

<sup>13</sup> Le strutture a guscio sottile in c.a. comparvero per la prima volta in Germania durante gli anni '20, ad opera di un talentuoso gruppo di ingegneri facenti capo allo studio "Dyckerhoff & Widmann" di Monaco che sviluppò le basi matematiche per la progettazione di cupole e volte a botte [65] [66].

Anche le celebri coperture sottili a paraboloide iperbolico realizzate da Félix Candela in Messico nel corso degli anni '50 sono il risultato di una formulazione matematica.

<sup>14</sup> Nel 1954, osservando la forma del suo cuscino, Isler concepì il *metodo pneumatico*. Gonfiando una membrana plastica tenuta bloccata entro un telaio di forma voluta, la differenza di pressione determina uno stato tensionale di pura trazione. Immaginandosi di capovolgere il verso della pressione, si ottiene una struttura completamente compressa, ideale per essere realizzata in c.a. Questa condizione di carico è tanto più vicina alla condizione reale di carico gravitazione, quanto più il guscio è piatto.

Nell'estate del 1955, osservando un telo di iuta bagnata steso su di una rete metallica, ideò il *guscio a membrana inversa* (Figura 1.5). Imbevendo un telo con del gesso idrato e mettendolo in tensione sotto il proprio peso con dei fili è possibile ottenere una struttura in pura trazione. Una volta che il gesso si è indurito, invertendo il modello si ottiene una struttura puramente compressa sotto il peso proprio. Rispetto al precedente, questo metodo permette in linea di principio di ottenere delle forme più rispondenti alla reale condizione di carico della piastra, ma ha il difetto di richiedere più tempo.

Nel 1965, concepì infine il *metodo del flusso* per il quale la forma dei gusci può essere ottenuta osservando la velocità di avanzamento di un liquido (ad esempio una schiuma a lenta espansione) all'interno di un tubo dalla forma voluta. Questo metodo non è tuttavia direttamente legato ai carichi gravitazionali, ma secondo Isler "conduce a forme adorabili" [67].

"naturale" dei gusci si declina necessariamente in una struttura efficiente, economica ed elegante. Il guscio, essendo di per sé compiuto ed intrinsecamente bello, è sincero e non necessita di ulteriori elementi architettonici: è al contempo struttura e generatore di spazio [2].



**Figura 1.4** Heinz Isler, copertura dell'area di servizio di Deitingen Süd (SO), 1968. Gusci sottili in c.a. a membrana inversa su tre appoggi. Luce 31.6 m; spessore 9 cm.



**Figura 1.5** Heinz Isler, metodo della membrana inversa.

Va infine fatto notare che in effetti già nel 1898, Antoni Gaudì per la progettazione della cripta della Colonia Güell si riferisce ad un modello funicolare invertito per ottenere una struttura interamente compressa, ma tale modello discreto non permetteva di ottenere una struttura continua.

La ricerca della forma veniva poi accompagnata da un'attenta analisi strutturale del modello, dal calcolo dell'armatura lenta del guscio e di quella precompressa delle travi di fondazione e dal dimensionamento degli appoggi. La verifica veniva completata con la misura diretta delle frecce, che essendo legate alla rigidezza della struttura fornivano un indicatore della sua sicurezza. Dopo un'ampia campagna sperimentale di misurazioni, Isler concluse che i gusci di forma geometrica, sebbene rispondenti alla normativa svizzera, manifestavano valori di deformazione più elevati rispetto a quelli ottenuti attraverso i suoi metodi sperimentali [3]. Questi metodi, nati in un'epoca in cui il calcolo computazionale di tali strutture era ancora impensabile, risultano tuttora attuali, tanto che dal punto di vista concettuale il moderno approccio agli elementi finiti non aggiunge nulla di nuovo ad essi.

Compagno di studi di Isler, Christian Menn<sup>15</sup> (1927-) è apprezzato a livello internazionale per l'estetica innovativa dei suoi ponti in calcestruzzo armato precompresso (Figura 1.6).



**Figura 1.6** Christian Menn, ponte Sunniberg, Klosters-Serneus (GR), 1999. Questo ponte strallato è stato insignito nel 2001 dell'*Outstanding Structure Award* da parte dell' International Association for Bridge and Structural Engineering.

Profondamente influenzato dal pensiero del suo maestro Pierre Lardy e di Robert Maillart, Menn ha sempre considerato l'estetica come l'obiettivo principe dell'attività progettuale (Figura 1.7): la sicurezza, l'utilità e l'economia ruotano intorno all'estetica e una progettazione ottimale non può focalizzarsi sulle sole leggi generali riguardanti

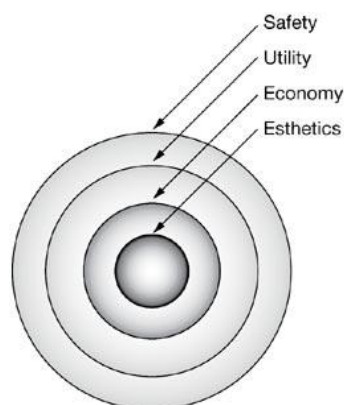
---

<sup>15</sup> Christian Menn è stato assistente di Pierre Lardy all'ETH dal 1953 al 1956, periodo nel quale ha conseguito il dottorato ed ha collaborato con alcune aziende operanti nel settore del calcestruzzo armato precompresso. Nel 1957 ha aperto il suo studio di ingegneria a Coira e dal 1971 al 1992 è stato professore di strutture all'ETH.



l'impianto strutturale [4]. Infatti, mentre gli obiettivi di sicurezza e l'utilità vengono raggiunti grazie a principi scientifici universali, l'economia e l'eleganza richiedono un approccio creativo da parte dell'ingegnere in quanto, non seguendo dei criteri codificati, risultano in larga parte soggettivi [5]. Per Menn esiste una forte connessione tra economia ed estetica della struttura: i ponti eleganti, distinguendosi per trasparenza e snellezza, sfruttano in maniera efficiente i materiali e rendono superflui gli abbellimenti architettonici posticci. Tutto ciò si traduce in un costo di costruzione inferiore. Tuttavia non vale il viceversa: non necessariamente se una struttura è economica (o efficiente) allora risulta anche elegante.

Al pari di tutte le altre figure presentate nel presente paragrafo, Menn rivendica l'importanza delle analisi grafiche e dei calcoli semplificati che, consentendo una speditiva ed intuitiva stima delle forze in gioco, rimangono un'importante base del dimensionamento e della concezione della struttura [6].

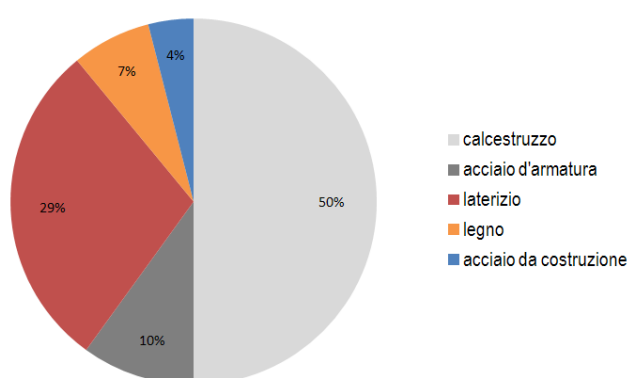


**Figura 1.7** Gli obiettivi della progettazione secondo Christian Menn. [4]

### 1.3 L'attuale scenario progettuale

L'attuale scenario progettuale svizzero è naturalmente ben più che il risultato della semplice evoluzione della stimolante realtà storica presentata nel paragrafo precedente: l'importante ed indubbia eredità lasciata in termini di insegnamenti, mentalità ed opere da questi maestri dell'architettura strutturale, si intreccia inevitabilmente con tematiche sociali, economiche, culturali, ambientali; oltre che con contaminazioni esterne tipiche dell'era della globalizzazione. Inoltre, l'individuazione in tal senso di un'espressione nazionale univoca risulterebbe indubbiamente un'operazione semplicistica nonché concettualmente sbagliata: non si possono infatti dimenticare le diverse sfaccettature e declinazioni interne, tipiche di una nazione federale in cui le realtà locali godono di ampia autonomia e in cui non esiste nemmeno un'unità linguistica. Fatta questa debita premessa, è ad ogni modo possibile individuare alcuni tratti distintivi dell'attuale approccio progettuale elvetico.

Un primo dato che appare importante evidenziare fin da subito riguarda l'utilizzo dei materiali da costruzione. In Svizzera la stragrande maggioranza delle costruzioni viene infatti realizzata facendo ricorso al calcestruzzo armato. Partendo dalle percentuali riportate in Figura 1.8 e tenendo conto che buona parte del laterizio viene impiegato quale semplice tamponatura e non a scopo strutturale, è possibile affermare che circa quattro nove strutture su cinque vengono realizzate impiegando il calcestruzzo armato (o precompresso).<sup>16</sup> Questo dato, giustificato in primis da ragioni economiche, non deve del resto stupire e si colloca nel *trend* di numerosi paesi dell'area europea, tra i quali l'Italia.



**Figura 1.8** Impiego dei materiali da costruzione in Svizzera, % in peso, dati anno 1984. [7]

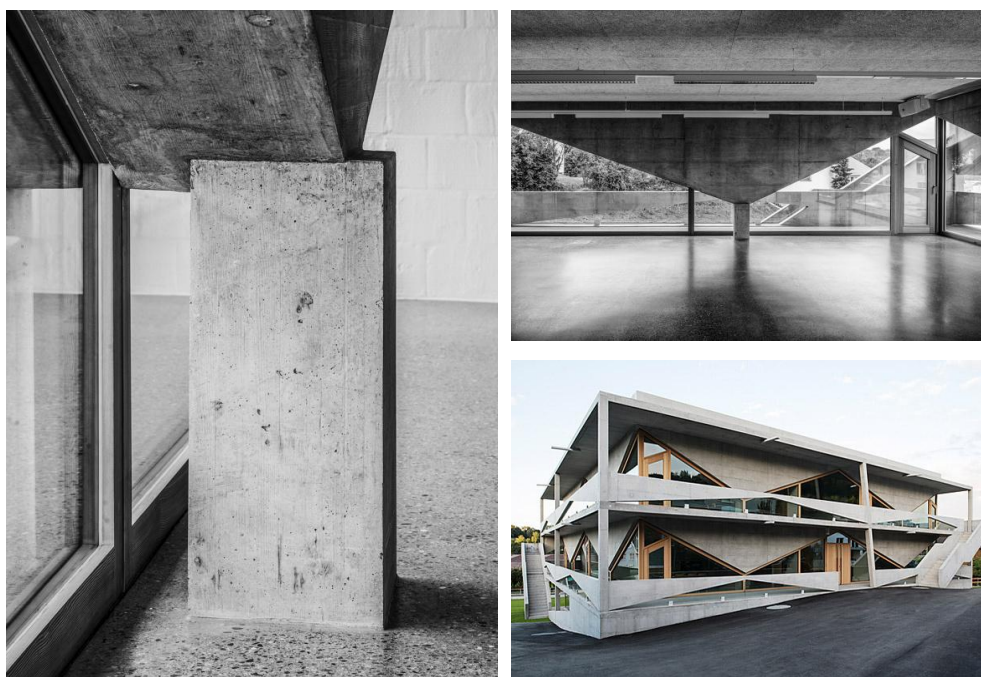
Tuttavia, a differenza di altre tradizioni costruttive, in Svizzera non di rado questo materiale – e con esso la struttura – si presta a definire il concetto architettonico stesso dell'opera. Una simile concezione, se dal punto di vista architettonico affonda le proprie radici nel pensiero modernista di Le Corbusier (poi portato avanti in special modo dalla scuola ticinese), dal punto di vista strutturale discende indubbiamente dalla filosofia della *structural art* presentata al paragrafo precedente e molto sentita in Svizzera. Al di là dei soggettivi giudizi estetici, le ripercussioni strutturali di un simile approccio progettuale risultano molteplici ed importanti; nonché influenzano in parte anche l'utilizzo degli altri materiali strutturali. In questa sede, appare quindi interessante indagare i principali temi relativi alla cultura costruttiva svizzera predominante, ovvero quella legata al calcestruzzo armato.

In primo luogo, come già accennato al paragrafo 1.1, questa cultura progettuale prevede giocoforza che la collaborazione tra le figure professionali dell'ingegnere e dell'architetto ne esca sensibilmente rafforzata. Anche l'ingegnere riveste infatti un ruolo di attore attivo, in quanto le scelte strutturali hanno un'importante ripercussione sulla distribuzione degli spazi e sull'estetica finale dell'opera (Figura 1.9). Ne consegue una particolare attenzione alla forma della struttura, affiancata ad una notevole cura dei relativi dettagli esecutivi (Figura 1.10).

<sup>16</sup> In particolare i solai vengono realizzati quasi esclusivamente mediante getto pieno di c.a./c.a.p.



**Figura 1.9** Christian Kerez (ing. Dr. Schwartz Consulting), Casa bifamiliare, Zurigo (ZH), 2007. La casa si regge verticalmente su di un unico elemento strutturale: una lunga parete di spina in c.a. la cui forma articolata permette al contempo di definire gli spazi interni e di dividere i due nuclei familiari.



**Figura 1.10** Angela Deuber Architect (ing. Conzett Bronzini Partner AG), Scuola Buechen, Thal (SG), 2013. Dettaglio d'innesto dell'elemento triangolare di facciata nel pilastro tozzo di bordo.

L'impianto architettonico risulta in molti casi essenziale e le conseguenti realizzazioni traggono molta della loro forza espressiva dal forte rigore compositivo,

dalla grande raffinatezza tecnica e dalle forme nette della struttura. Una tale concezione spinge evidentemente l'ingegnere a ricercare dei sistemi strutturali originali, con dei percorsi di scarico delle forze complessi che vengono spesso ideati facendo ricorso ad un approccio intuitivo basato su modelli tirante-puntone, campi di tensione e realizzazione di plastici strutturali di studio (Figura 1.11).<sup>17</sup>

<sup>17</sup> Come si è detto in precedenza, in Svizzera l'approccio grafico ha da sempre un ruolo importante nell'attività di progettazione, tanto da esercitare tuttora una significativa influenza sui programmi di insegnamento e sui progetti di ricerca promossi dai Politecnici di Losanna e Zurigo.

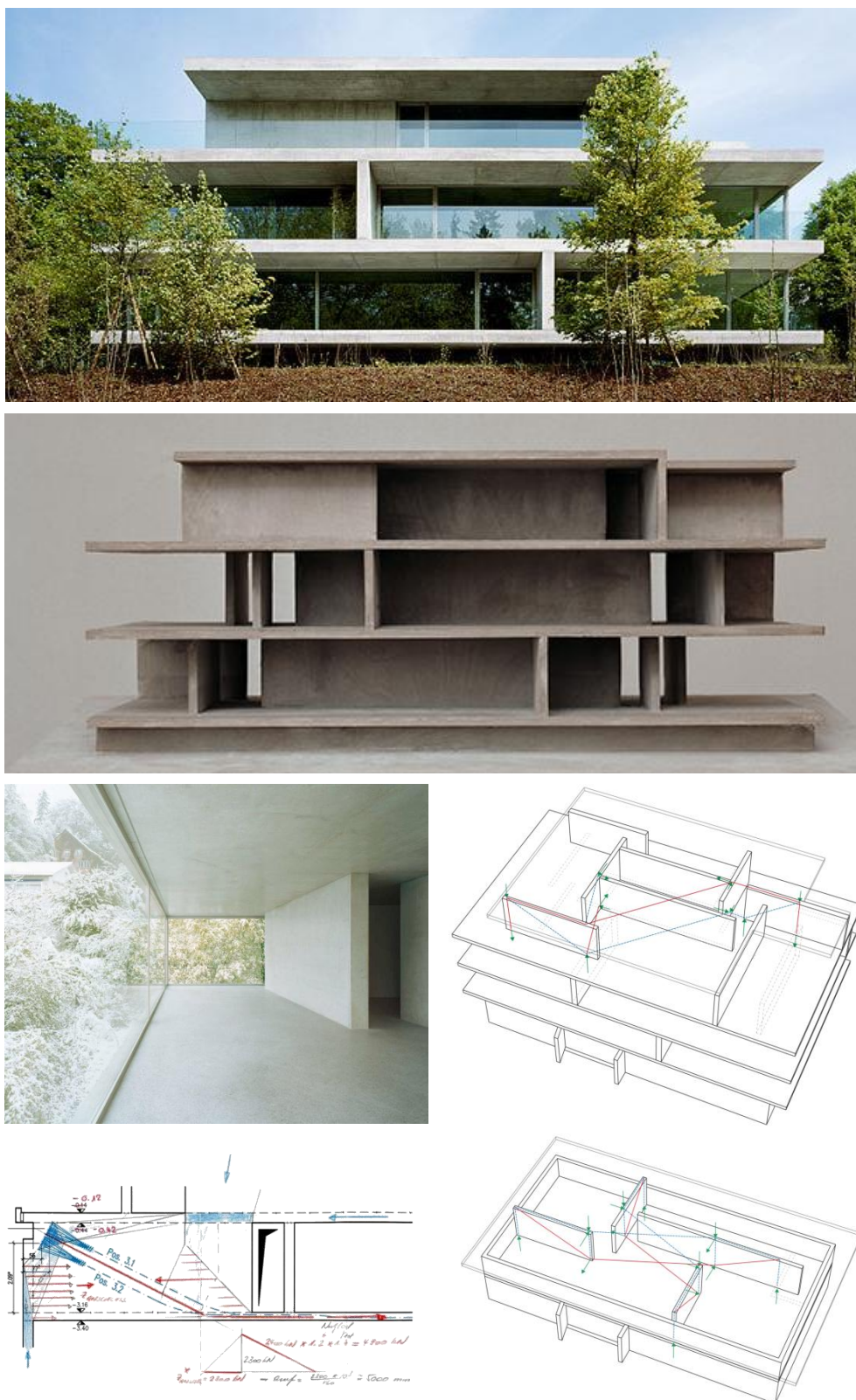
Nel 1960 Bruno Thürlimann (1923-2008) succede a Pierre Lardy alla cattedra di Strutture dell'ETH di Zurigo. Le sue importanti ricerche sull'applicazione della teoria della plasticità al calcestruzzo armato si pongono in continuità con questo approccio. Partendo dagli studi sui modelli tirante-puntone (*strut-and-tie model*) condotti a Stoccarda da Jörg Schlaich (1934-) e dalle analisi condotte a Toronto da Collins & Vecchio sul comportamento post-elastico dei pannelli in calcestruzzo armato sollecitati biassialmente (*modified compression-field theory*), Thürlimann sviluppa nel corso degli anni novanta il metodo dei campi di tensione (*stress fields method*). Il metodo, perfezionato e sistematizzato grazie alla collaborazione con gli allora dottorandi Aurelio Muttoni (1958-) e Joseph Schwartz (1957-), viene presentato in [68] e diventa subito uno strumento indispensabile nel campo del dimensionamento delle strutture in calcestruzzo armato (ed in generale di strutture duttili).

Essendo un'applicazione del teorema statico (o del limite inferiore) della teoria della plasticità, consente di dimensionare - in presenza di opportuna duttilità - qualsiasi tipo di struttura a favore di sicurezza con riferimento allo stato limite ultimo. Ha il grande vantaggio di essere generale e di consentire un'interpretazione immediata ed intuitiva del comportamento strutturale attraverso l'individuazione grafica del flusso delle tensioni e delle forze risultanti. Lo *stress fields method* può venir visto in questo senso come una sorta di generalizzazione ed evoluzione della statica grafica di Culmann e permette ancora una volta di mettere in relazione diretta la forma della strutture con il corrispondente comportamento meccanico. Il metodo, che all'estero non viene spesso sfruttato a pieno o viene utilizzato solo indirettamente attraverso formulazioni algebriche da esso derivate (si pensi ad esempio alle formule di verifica al taglio delle travi in c.a.), in Svizzera viene insegnato ed applicato in maniera più diretta e sistematica, consentendo di ottenere un'immediata comprensione ed una notevole padronanza del comportamento strutturale. Un tale approccio, essendo più immediato e controllabile rispetto ad uno puramente algebrico, favorisce il dialogo tra l'ingegnere e l'architetto: non a caso molti degli studi di ingegneria svizzeri più quotati e famosi (Conzett Bronzini Partner, Dr. Lüchinger + Meyer Bauingenieure, Muttoni & Fernandez, Schnetzer Puskas Ingenieure, Schwartz Consulting) ne fanno largo impiego nei loro progetti realizzati con architetti svizzeri del calibro di Peter Zumthor, Herzog & de Meuron, Gigon/Guyer, Meili & Peter, Christian Kerez, Valerio Olgiati, Bearth & Deplazes (si vedano a tal proposito [61] [62] [69] [70] [71] [72] [73]).

Naturalmente ci sono anche delle limitazioni: non consente di modellare direttamente i fenomeni dinamici, né di tenere sotto controllo il comportamento in esercizio. Per ovviare al primo problema si fa ricorso a dei carichi statici equivalenti. Per assicurare un buon comportamento in esercizio si provvede in primo luogo a disporre un'opportuna armatura minima per limitare la fessurazione ed evitare l'insorgere di meccanismi di collasso fragili, inoltre si prediligono dei percorsi di scarico (*load paths*) non troppo lontani dall'andamento delle tensioni principali della soluzione lineare elastica in modo da limitare le deformazioni plastiche. Risulta inoltre frequente il ricorso alla precompressione.

Al Politecnico di Losanna a partire dai primi anni 2000 sono attivi sotto la direzione del prof. Muttoni i progetti di ricerca *i-concrete* ed *i-structures*, rispettivamente volti a sviluppare in maniera sistematica il metodo dei campi di tensione per il calcestruzzo armato e la statica grafica. Tra gli altri, è stato realizzato il programma *jconc* che permette di effettuare analisi FEM statiche non lineari di elementi lastra in c.a. e c.a.p., tenendo conto dell'effettiva geometria dell'armatura, della resistenza a trazione del calcestruzzo e della riduzione di resistenza dovuta ai campi di deformazione.

Al Politecnico di Zurigo è invece attivo dal 2009 l'ambizioso gruppo di ricerca BRG (Block Research Group) che basandosi su un approccio geometrico, si pone come obiettivi quelli di indagare il comportamento di strutture spaziali complesse e di sviluppare innovativi algoritmi ed efficienti strumenti per l'analisi non lineare e l'ottimizzazione (*computational form finding*) di queste. Il progetto, presente anche alla Biennale di Architettura di Venezia 2016, vanta numerose collaborazioni con prestigiosi studi di progettazione quali Foster+Partners, Zaha Hadid, Herzog & de Meuron, SOM.



**Figura 1.11** Dr. Schwartz Consulting, struttura per l'edificio residenziale sulla Forsterstrasse, arch. Christian Kerez, Zurigo, 2003. La struttura è formata da solette piene in c.a. sostenute da delle pareti la cui posizione in pianta cambia ad ogni piano creando un percorso di scarico delle forze molto articolato. Per la concezione ed il dimensionamento, l'ingegnere si è affidato a dei plastici strutturali, a dei modelli tirante-puntone e a campi di tensione (blu = compressione, rosso = trazione). [8]

Grandi sbalzi, luci importanti ed un limitato numero di elementi di appoggio risultano essere di conseguenza caratteristiche frequenti di queste strutture, e con loro il ricorso alla tecnica della precompressione per verificarne il comportamento in fase di esercizio (Figura 1.12). A questo punto appare inoltre interessante osservare come in Svizzera le attuali norme SIA (vedi paragrafo 2.4.3 non abbiano un carattere cogente, ma formalmente solo informativo dell'attuale stato dell'arte. Sebbene vengano comunque puntualmente rispettate dai progettisti, una tale impostazione porta inevitabilmente ad una maggiore libertà espressiva.



**Figura 1.12** Baserga Mozzetti (Ingegneri Pedrazzini Guidotti SAGL), Palestra doppia, Chiasso (TI), 2010. L'intera copertura della palestra appoggia sui soli 4 elementi a forcella disposti lungo il perimetro. Dettaglio del tracciato dei cavi di precompressione delle travi parete perimetrali.

Una caratteristica frequente nelle costruzioni svizzere è l'impiego sistematico, tanto nell'edilizia pubblica quanto nell'edilizia privata, di schemi strutturali con pareti/travi parete e solette piene in calcestruzzo armato. Uno dei motivi alla base è come detto quello economico: in un paese in cui la manodopera ha un costo molto alto rispetto a quello dei materiali da costruzione, l'utilizzo ad esempio di solette piene consente di ottenere un notevole risparmio di tempo rispetto ad un classico solaio a pignatte (oltre che delle portate maggiori). Le superfici in calcestruzzo non di rado vengono lasciate a vista (Figura 1.13), rendendo necessario uno studio dettagliato dei casseri. Le solette piene rendono inoltre possibile la prassi costruttiva svizzera di annegare le componenti impiantistiche all'interno dei getti, rendendo superflua la realizzazione del massetto (ad eccezione del caso dell'impianto di riscaldamento a pavimento). Per

quest'ultimo motivo, i piani impiantistici vengono spesso controllati e modificati anche dall'ingegnere civile per assicurarsi che tali componenti non pregiudichino la sicurezza strutturale dell'edificio.<sup>18</sup>

Oltre agli impianti in getto, una particolare attenzione va posta anche al tema, molto sentito in Svizzera, dell'isolamento termico.<sup>19</sup> Il rispetto dei restrittivi requisiti termici specificati dalla normativa tecnica impone infatti di curare i dettagli costruttivi in modo da evitare la formazione di possibili ponti termici. La necessità di disporre di uno spessore minimo di materiale isolante in questi punti problematici (tipicamente le superfici perimetrali degli infissi e le interfacce balcone-parete, soletta-parete), porta alla creazione di giunti strutturali in cui deve essere predisposta un'opportuna armatura passante in acciaio inossidabile.



**Figura 1.13** Wespi de Meuron Romeo Architetti (ing. Anastasi SA), Villa, Sant'Abbondio (TI), 2012. Le superfici in calcestruzzo sono a vista sia all'esterno che all'interno della casa e caratterizzano anche alcuni oggetti di arredamento interno (caminetto, tavolo). Gli impianti elettrico ed idraulico sono stati annegati nel getto delle solette, mentre un massetto ospita l'impianto di riscaldamento a pavimento. Dettaglio del giunto termico con armatura passante all'interfaccia soletta-parete esterna.

<sup>18</sup> In diversi paragrafi dell'attuale norma tecnica SIA 262 riguardante gli edifici in calcestruzzo armato viene fatto esplicito riferimento al tema degli impianti e delle canalizzazioni in getto.

<sup>19</sup> I requisiti termici degli edifici svizzeri sono attualmente specificati dalla norma SIA 380/1:2009 "L'energia termica nell'edilizia". Tali requisiti minimi sono molto più restrittivi rispetto a quelli presenti in Italia, sia per evidenti ragioni climatiche sia per una maggiore sensibilizzazione al tema energetico: la norma SIA 380/1:2009 richiede dei valori di trasmittanza termica  $U$  che sono quasi la metà di quelli specificati nell'attuale DM 26/06/2005 relativi alla zona climatica alpina (zona F). In particolare in Svizzera il limite generale è di  $0.17 \text{ W/m}^2\text{K}$  per tutte le strutture opache verticali ed orizzontali (coperture, pavimenti, pareti),  $1.30 \text{ W/m}^2\text{K}$  per i serramenti e  $0.50 \text{ W/m}^2\text{K}$  per i cassonetti avvolgibili. In Italia gli attuali limiti vigenti in zona F sono:  $0.23 \text{ W/m}^2\text{K}$  per le coperture,  $0.28 \text{ W/m}^2\text{K}$  per i pavimenti e le pareti,  $1.50 \text{ W/m}^2\text{K}$  per i serramenti ed i rispettivi cassonetti avvolgibili.

Il sistema costruttivo a soletta piena in presenza di luci elevate e di spigoli di pareti o di elementi di supporto discreti quali pilastri o piatti di sospensione, manifesta il ben noto problema del punzonamento (Figura 1.14).<sup>20</sup> Il problema, se agli albori era stato risolto da Maillart grazie al ricorso a pilastri a fungo ed a discreti spessori di soletta verificati empiricamente, si è fatto col tempo sempre più pressante a causa dell'aumento delle luci e dell'eliminazione dei succitati ringrossi a fungo per esigenze economiche di cassetatura e di organizzazione degli spazi.



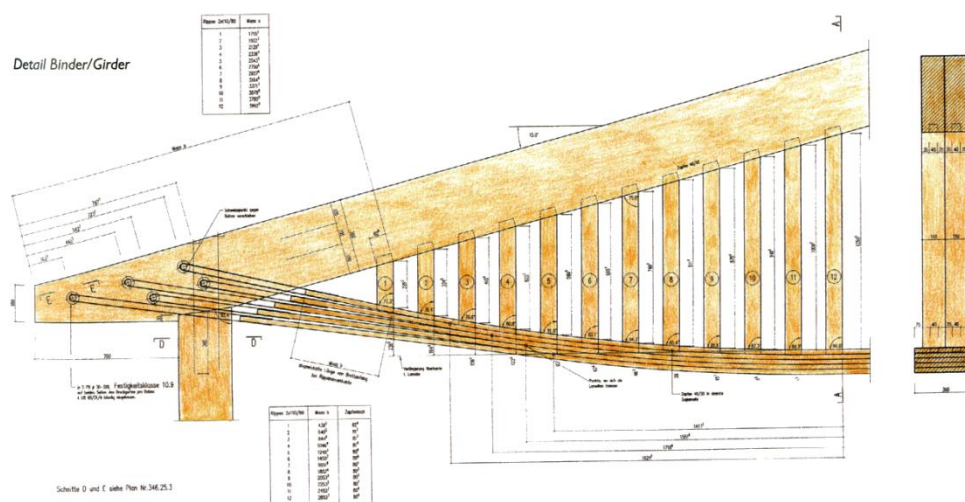
**Figura 1.14** Elio Ostinelli (ing. Lurati Muttoni Partner SA), Centro Commerciale Ovale, Chiasso (TI), 2011. Il guscio esterno, spesso dai 10 ai 12 cm e realizzato in c.a.p. fibrorinforzato, avvolge i 5 piani del centro commerciale. Le solette, indipendenti dal guscio, hanno spessore limitato e sono sostenute lungo il perimetro da pilastri in c.a. centrifugato e da pilastri obliqui gettati in opera.

<sup>20</sup> In Svizzera il problema del punzonamento è molto studiato: non a caso questa nazione ha prodotto una delle normative sul punzonamento più avanzate a livello mondiale, adottata anche dall'ultimo *Model Code 2010* [74] e destinata a rimpiazzare l'attuale verifica proposta nell'Eurocodice 2 [75]. L'attuale approccio normativo è basato sulla *critical shear crack theory* elaborata attraverso prove a rottura dal prof. Muttoni e dal suo gruppo di ricerca presso il Politecnico federale di Losanna [76] [77]. Questa teoria lega la resistenza al taglio – e conseguentemente anche quella al punzonamento – degli elementi in c.a. all'ampiezza delle fessure (e quindi allo stato tensionale) sviluppato nella regione critica al taglio prossima all'appoggio. Per la verifica a punzonamento, il parametro che governa il criterio di rottura è la rotazione totale della piastra al di fuori della zona di appoggio. Questo approccio è stato integralmente recepito dalla norma SIA 262 a partire dalla sua prima versione del 2003, in cui sono intergrate anche delle istruzioni circa il dimensionamento e l'organizzazione dell'eventuale armatura necessaria [42].



In definitiva, gli esiti figurativi essenziali, la pulizia delle forme, la cura del dettaglio ed un certo livello di ricercatezza e spregiudicatezza strutturale sono caratteristiche peculiari delle realizzazioni in calcestruzzo armato dell'alta progettazione svizzera. Con i dovuti adattamenti, tali caratteristiche possono però essere ritrovate anche in diversi progetti realizzati in legno od in acciaio (Figura 1.15, Figura 1.16, Figura 1.17), materiali che come visto vengono impiegati in maniera molto più marginale nel contesto progettuale elvetico (Figura 1.8). In un certo senso si può quindi asserire che la mentalità ed il rigore tipici della concezione e della tradizione progettuale legata alle strutture in calcestruzzo, vengono spesso trasposti e declinati in maniera originale anche in contesti progettuali diversi da quello originario, contribuendo a delineare in tal senso un *fil rouge* organico all'interno della realtà elvetica.

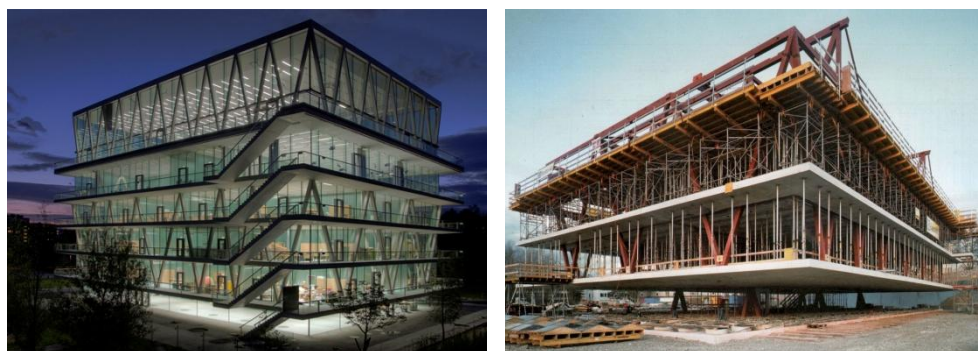
Appare inoltre a questo punto opportuno sottolineare come un'altra caratteristica comune a tutte queste apprezzate realizzazioni – e in generale propria della tradizione progettuale svizzera – sia la disponibilità di maestranze tecniche eccellenti e qualificate in grado di tradurre in realtà la grande precisione richiesta.



**Figura 1.15** Gion A. Caminada (ing. Jürg Conzett), Sala polifunzionale, Vrin (GR), 2003. La forma insolita delle capriate lignee è un riferimento alla copertura in c.a. dei Magazzini Generali di Chiasso di Maillart, progettato seguendo il diagramma del momento flettente (*in basso a sinistra*). Il tirante non è inoltre realizzato con una tradizionale trave lamellare incollata, ma per mezzo di un assemblaggio di singole lamelle ancorate in estremità ai puntoni mediante dei ganci metallici. Una serie di puntoni verticali permette infine di deviare la forza di trazione del tirante in prossimità dell'appoggio, riducendo così la compressione e la lunghezza di libera inflessione del puntone.



**Figura 1.16** Pascal Flammer (ing. Conzett Bronzini Gartmann AG), Casa a Balsthal (SO), 2013. La struttura, interamente realizzata in legno lamellare, è costituita al piano superiore da tre travi parete longitudinali (due di bordo forate ed una di spina) supportate al piano terra da un limitato numero di elementi puntuali, in modo tale da permettere la realizzazione di un piano interamente vetrato. Il concetto strutturale, la pulizia delle forme e le superfici di legno continue richiamano formalmente l'architettura del calcestruzzo. L'edificio è infine dotato di un sistema di isolamento molto efficiente che, grazie ad uno scambiatore di calore, è in grado di renderlo quasi del tutto autosufficiente.



**Figura 1.17** Christian Kerez (ing. Dr. Schwartz Consulting), Scuola Leutschenbach, Zurigo, 2009. L'edificio (a destra in fase di cantiere) si regge grazie ad un complesso ed arduo sistema di travi reticolari in acciaio poggiante al piano terra su soli sei elementi metallici a forma di tripode. Le solette sono realizzate in calcestruzzo riciclato alleggerito e sono caratterizzate da un giunto termico lungo tutto il perimetro adibito a terrazza.

Come già anticipato nell'introduzione del capitolo, l'elevata qualità raggiunta dalle realizzazioni svizzere è ormai riconosciuta anche al di fuori degli stretti confini nazionali ed in particolare negli ultimi anni alcuni attori del contesto generale di eccellenza progettuale appena presentato stanno riscuotendo un notevole e crescente successo anche a livello internazionale, rendendosi protagonisti di alcuni progetti molto ambiziosi ed in vista. Ne sono un esempio i recenti ed ambiziosi progetti del binomio Herzog & de Meuron - Schnetzer Puskas Ingenieure (Figura 1.18).



**Figura 1.18** Herzog & de Meuron con Schnetzer Puskas Ingenieure. *In alto a sinistra:* Prada Store, Tokyo, 2003. *In alto a destra:* Forum, Barcellona, 2004. *In basso a sinistra:* CaixaForum, Madrid, 2007. All'interno delle murature perimetrali di una vecchia centrale elettrica del XIX secolo è stato ricavato un esteso centro culturale. La struttura è caratterizzata da tre nuclei in c.a. posti in posizione rientrata al piano terra sui quali poggiano quattro pareti perimetrali in c.a.p. alle quali sono state agganciate le preesistenti murature. Le solette sono realizzate in soluzione mista acciaio-calcestruzzo, mentre la copertura è metallica. *In basso a destra:* Elbphilharmonie, Amburgo, in costruzione (apertura prevista ad inizio 2017). La struttura è stata realizzata all'interno del vecchio *Kaispeicher A*, un enorme magazzino per cacao e tabacco eretto nel 1966 e da anni in disuso. Il progetto ospiterà un hotel, un ristorante, una cinquantina di appartamenti e tre sale da concerti, la più grande delle quali avrà una capienza di 2100 ospiti ed un'altezza di 50 metri. La struttura è in calcestruzzo armato, ad eccezione della copertura dell'auditorium, realizzata in acciaio.

Viceversa, appare infine interessante osservare come questa nazione negli ultimi anni sia stata anche capace di aprirsi a culture progettuali diverse e di matrice internazionale. Lo strumento del concorso pubblico, particolarmente sfruttato in Svizzera, ha infatti dato la possibilità a numerose eccellenze mondiali – attratte anche dall'allettante prospettiva economica – di realizzarvi interessanti progetti. Un esempio su tutti in tal senso è il Novartis Campus di Basilea.



## 2. La Svizzera ed i terremoti

---

### 2.1 La storia sismica

Storicamente, il terremoto più forte avvenuto a nord delle Alpi di cui si abbia notizia si è verificato la sera del 18 ottobre 1356 a Basilea, in Svizzera [9] [10] [11]. Il sisma, di magnitudo stimata tra i 6.0 ed i 7.1 gradi e di intensità pari al IX grado della Scala Macrosismica Europea 1998 (EMS-98), rase al suolo gran parte degli edifici in pietra della città, mentre le costruzioni in legno furono devastate dagli incendi scoppiati in seguito alle scosse (Figura 2.1). Il terremoto, seguito da forti repliche, causò danni nel raggio di circa 150 km di distanza dall'epicentro: fino alla città di Soletta andarono distrutte oltre 60 fortezze e si registrarono danni anche a Losanna e Strasburgo. La stima delle vittime è incerta ed oscilla tra alcune centinaia ed un paio di migliaia di persone, delle quali circa 300 nella sola città di Basilea. Considerata l'intensità dell'evento, le vittime furono per fortuna relativamente poche sia in quanto molti riuscirono a mettersi in salvo uscendo dalle abitazioni dopo le prime scosse sia perché la densità abitativa nel Medioevo era relativamente bassa.



**Figura 2.1** Terremoto di Basilea (Münster, *Cosmographia*, 1550).

La distruzione conseguente è stata immortalata anche in un'autorevole testimonianza del Petrarca. Giunto in un primo momento nella città renana pochi mesi prima in missione diplomatica per conto dei Visconti, quando lo scrittore vi ritorna nel novembre del 1356 non riconoscendola più scrive:

*"[...] al ritorno la città non aveva niente del suo primitivo aspetto, ridotta com'era ad un orrendo e miserevole cumulo di rovine. [...] ecco che improvvisamente ebbi davanti a me soltanto montagne di pietre, il silenzio e l'orrore di chi nello spettacolo era fisso con gli occhi e con la mente. Tanto subitaneo fu il mutamento che si sarebbe creduto di essere stati ingannati da un sogno o di essere vittime di un'allucinazione".<sup>1</sup>*

Il terremoto di Basilea non è stato però un episodio isolato: negli ultimi 750 anni si sono verificati in Svizzera almeno una decina di terremoti importanti di magnitudo stimata maggiore a 5.5 (Tabella 2.1) riportati in varie cronache e studi [12] [13] [14] [15] [16] [17]; tutti infine raccolti nel catalogo svizzero dei terremoti ECOS-09.<sup>2</sup>

**Tabella 2.1** Maggiori terremoti svizzeri degli ultimi 1000 anni. Fonte: Catalogo ECOS-09.

Data	Località	Cantone	Magnitudo	Intensità
3.09.1295	Churwalden	Grigioni	6,2	VIII
18.10.1356	Basilea	Basilea Città	6,6	IX
11.03.1524	Ardon	Vallese	5,8	VII
11.03.1584	Aigle	Vaud	5,9	VIII
18.09.1601	Untervaldo	Nidvaldo	5,9	VIII
3.08.1622	Ftan	Grigioni	5,4	VII
9.12.1755	Briga/Naters	Vallese	5,7	VIII
10.09.1774	Altdorf	Uri	5,7	VII
25.07.1855	Stalden/Visp	Vallese	6,2	VIII
25.01.1946	Sierre	Vallese	5,8	VIII

<sup>1</sup> F. Petrarca, *De otio religioso*, Libro I, 1357

<sup>2</sup> Il catalogo ECOS-09 (Earthquake Catalog of Switzerland, 2009), curato dal Servizio Sismico Svizzero (SED) in collaborazione con il Politecnico ETH di Zurigo, è l'attuale catalogo svizzero dei terremoti. Abbraccia tutti gli eventi avvenuti fra l'anno 250 ed il 2008 e copre tutto il territorio elvetico e parti dei Paesi limitrofi (Francia, Germania, Austria ed Italia). Integra le seguenti fonti:

- precedente catalogo macrosismico svizzero MECOS-02 per gli eventi successivi all'anno 250, aggiornato e rivisto sino al 2008;
- annali della Commissione Svizzera dei Terremoti dal 1879;
- elenco degli eventi localizzati dalla rete strumentale svizzera dal 1975;
- un supplemento di 12 cataloghi provenienti dai paesi limitrofi e agenzie internazionali.

Comprende una *sezione macrosismica* - basata sull'interpretazione e sulla stima indiretta degli epicentri, delle magnitudo e degli effetti sull'uomo e l'ambiente di eventi sismici osservati o tramandati da fonti storiche - e una *sezione strumentale* - basata sull'analisi del moto del suolo registrato dalla rete sismologica svizzera. Il catalogo è disponibile anche in versione online ed è liberamente consultabile [78].

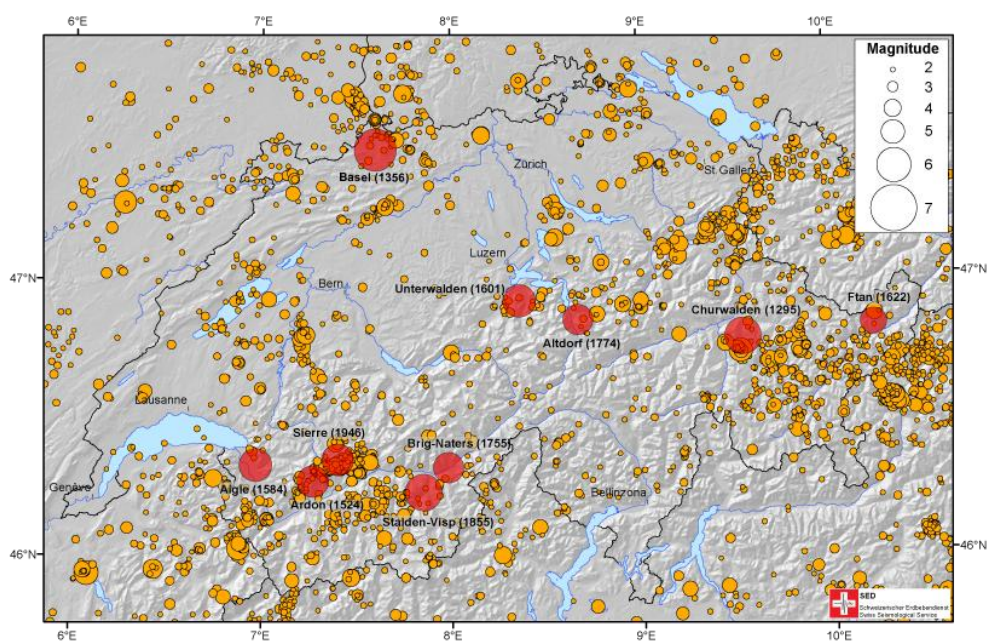
Il secondo più forte terremoto svizzero certo colpì il Canton Grigioni il 3 settembre del 1295. Con una magnitudo stimata di 6.2 provocò gravi danni al borgo medievale di Churwalden: testimonianze riportano la completa distruzione di un monastero e di una decina di castelli. Nelle Alpi di Untervaldo, il 18 settembre del 1601 un terremoto causò una decina di morti, numerose frane e danneggiamenti fino a Zurigo. Nel lago di Lucerna si produssero delle grandi onde capaci di invertire il corso del fiume Reuss per diversi minuti e le scosse furono percepite distintamente anche ben al di fuori Svizzera a Francoforte, Augusta e Monaco di Baviera. Importanti frane e smottamenti si registrarono anche nel terremoto di Aigle dell'11 marzo 1584, seguito da forti repliche: i paesi di Corbeyrier e Yvorne furono distrutti ed un piccolo tsunami interessò il lago di Ginevra.

Molti sono stati i terremoti che hanno colpito il Canton Vallese, una tra le regioni svizzere sismicamente più attive. Qui il sisma del 9 dicembre 1755 provocò ingenti danni alle chiese di Briga, Visp e Naters; crepe e fenditure si aprirono nel terreno modificando la portata delle sorgenti della grotta di Raron. Scosse furono registrate in Francia, Savoia, nell'Italia settentrionale e dall'Alsazia fino a Stoccarda e Ingolstadt. Il più forte terremoto vallesano si registrò il 25 luglio 1855 nella valle di Visp, cui seguirono numerose scosse di assestamento. Causò gravi danni agli edifici, distrusse il campanile, provocò una frana vicino a Sankt Niklaus e modificò l'ubicazione delle sorgenti presso Visperterminen. Interessò tutta la Svizzera e venne avvertito chiaramente in Savoia, Italia settentrionale, Tirolo e Germania meridionale. Il più forte terremoto svizzero del XX secolo si verificò il 25 gennaio 1946 sempre in Vallese, nelle vicinanze di Sierre (Figura 2.2). Il sisma in questo caso causò 4 morti e danneggiò 3'485 edifici; inoltre interruppe il traffico ferroviario, cambiò il corso di alcuni affluenti del Rodano e fece emergere nuove sorgenti presso Saint-Léonard. Il sisma fu percepito in tutta la Svizzera e più lontano anche in Tirolo, Italia settentrionale, Savoia, Alsazia e nel Württemberg. La successiva scossa di assestamento del 30 maggio provocò una frana di 6 milioni di m<sup>3</sup> sul Rawilhorn.



**Figura 2.2** Terremoto di Sierre, 1946. Crollo del soffitto della chiesa di Chippis e frana sul Rawilhorn.

Nella mappa di Figura 2.3 sono riportati gli epicentri dei 10 maggiori terremoti avvenuti in Svizzera (Tabella 2.1) ed i terremoti di magnitudo maggiore a 2 registrati fra il 1975 ed il 2012. Si notano facilmente le aree sismiche più attive localizzate nel Cantoni Vallese e Grigioni, nella regione di Basilea, nella Svizzera Centrale e nella valle del Reno nel Canton San Gallo.



**Figura 2.3** Epicentri dei 10 maggiori terremoti svizzeri (in rosso) e dei terremoti di magnitudo maggiore a 2 registrati fra il 1975 ed il 2012. Fonte: SED.

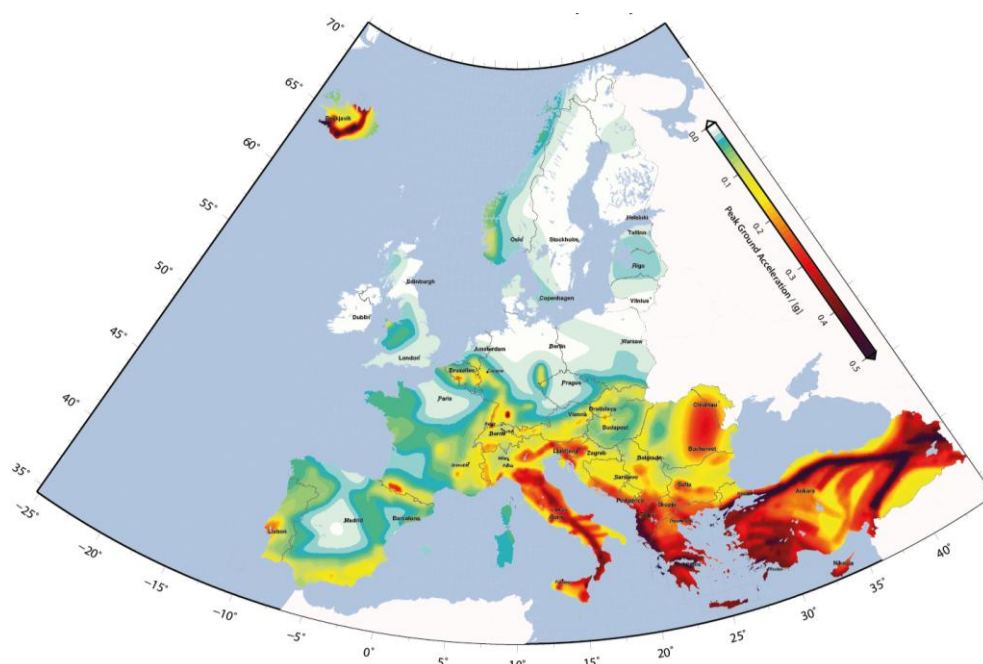
## 2.2 La pericolosità sismica

L'attività sismica in Svizzera è strettamente connessa con il processo di orogenesi delle Alpi. I movimenti tellurici che si verificano nella Confederazione sono quindi diretta conseguenza della collisione tra la placca europea e quella africana. In termini di attività tettonica la Svizzera è ancora mediamente attiva e dal punto di vista sismico rappresenta una zona di transizione tra una regione ad elevata sismicità a sud ed una a bassa sismicità a nord (Figura 2.4) [17] [18].

La pericolosità sismica della Svizzera è un tema attualmente molto studiato e in rapida evoluzione. Da una serie di studi condotti negli ultimi 20 anni, il Servizio Sismico Svizzero (SED) è infatti giunto alla conclusione che l'intero territorio elvetico deve essere considerato, seppur con diversi gradi di intensità, sismicamente attivo e potenzialmente soggetto a terremoti di entità distruttiva [17] [19] [20]. In particolare, dopo circa 10 anni di studi, nel 2015 il SED ha pubblicato il modello



aggiornato di pericolosità sismica della Svizzera SUIhaz15 [21].<sup>3</sup> Da tale studio emerge che la Svizzera è da considerarsi come una regione a sismicità moderata: prendendo come base il lungo periodo, ogni anno avvengono circa 10 terremoti lievi con magnitudo compresa tra 3 e 4, i terremoti di media entità con una magnitudo pari o superiore a 5 si verificano ogni 8–15 anni, mentre quelli forti di magnitudo pari o superiore a 6 si verificano ogni 50–150 anni. Infine un terremoto con una magnitudo compresa tra 6.5 e 7, paragonabile a quello avvenuto nel 1356 a Basilea, si verifica all'incirca ogni 1500 anni. I valori dell'accelerazione di picco su suolo rigido (PGA) attesi con riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (tempo di ritorno dell'evento pari a 475 anni) si attestano nel *range* 0.03÷0.16 g.

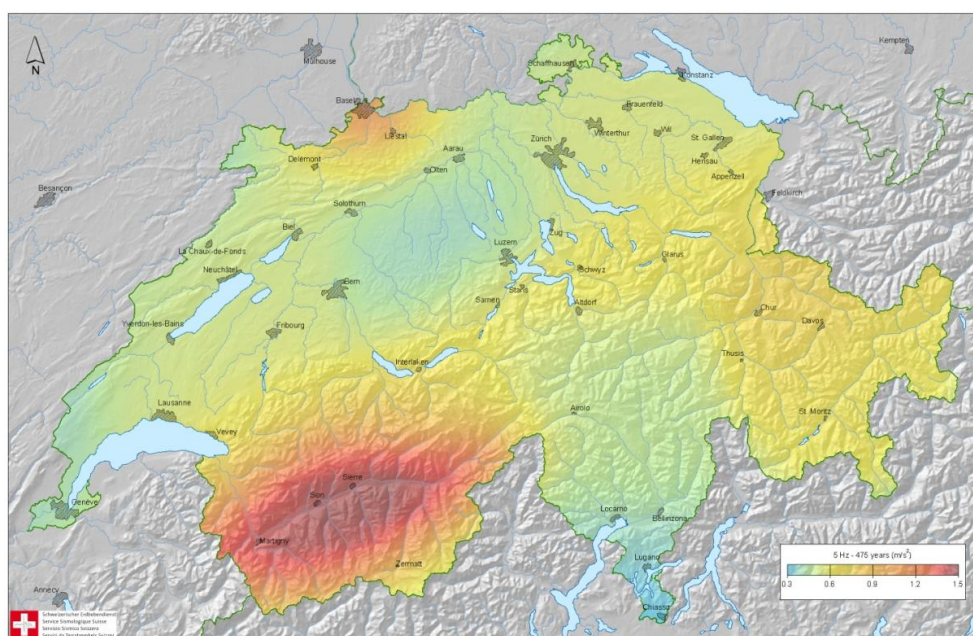


**Figura 2.4** Mappa europea della pericolosità sismica riferita ad una PGA su suolo rigido con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, 2013. Scala grafica: 0÷0,5 g. Fonte: EFEH.

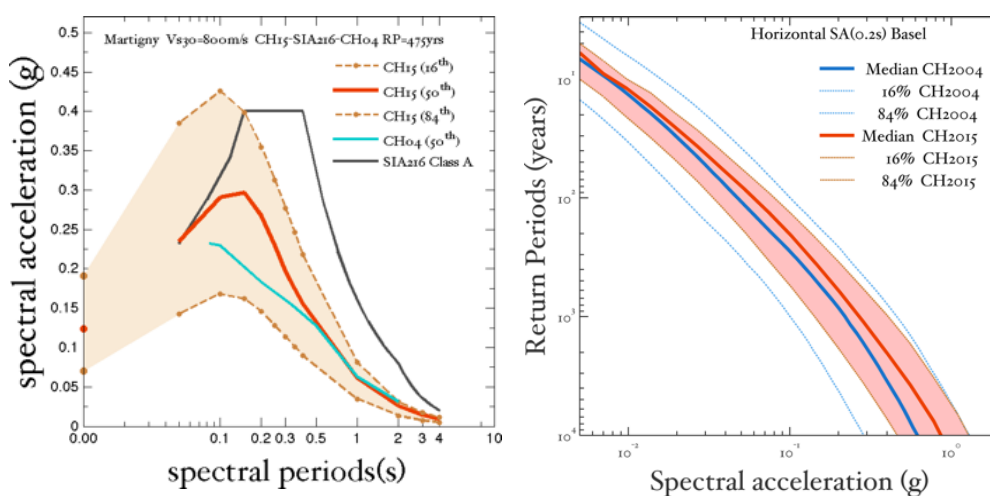
Rispetto al precedente modello del 2004 (Figura 2.5) – su cui sono basate la zonizzazione sismica e la taratura degli spettri di risposta delle attuali norme sismiche svizzere SIA 261 – la distribuzione spaziale della pericolosità sismica ed i valori di PGA non sono cambiati considerevolmente. Tuttavia, dall'analisi aggiornata degli spettri relativi a numerosi terremoti recenti verificatisi in Svizzera e all'estero,

<sup>3</sup> Il modello SUIhaz15 (Seismic Hazard model for Switzerland of 2015), frutto di una sinergia tra il SED ed il Politecnico ETH di Zurigo, sostituisce il precedente modello di pericolosità sismica della Svizzera del 2004. Il modello fornisce, con riferimento ad un periodo di 50 anni, le curve di pericolosità sismica, gli spettri di risposta a pericolosità uniforme e le mappe della PGA per l'intero territorio svizzero. Tale modello rappresenta l'attuale stato dell'arte per quanto concerne la valutazione probabilistica del rischio sismico ed è basato sulle ultime acquisizioni di tettonica e geologia, dati circa i terremoti storici in Svizzera, descrizioni dei danni e modelli di propagazione delle onde sismiche. Il SED mette a disposizione degli specialisti diverse componenti del modello SUIhaz15 sul portale di dati della European Facility for Earthquake Hazard & Risk (EFEHR) [79].

sono emersi valori di accelerazione più elevati in numerosi intervalli di frequenza rispetto a quanto ci si aspettava in precedenza. Considerando ad esempio una località ad elevata sismicità quale Martigny in Vallese, un periodo di ritorno di 475 anni e una frequenza di 5 Hz (*plateau* dello spettro, tipica per gli edifici svizzeri dai 2 ai 5 piani), la differenza relativa in termini di accelerazione tra il modello del 2015 e quello del 2004 si aggira intorno al 30% (Figura 2.6), che in termini assoluti corrisponde ad un incremento di accelerazione pari a 0.07 g.



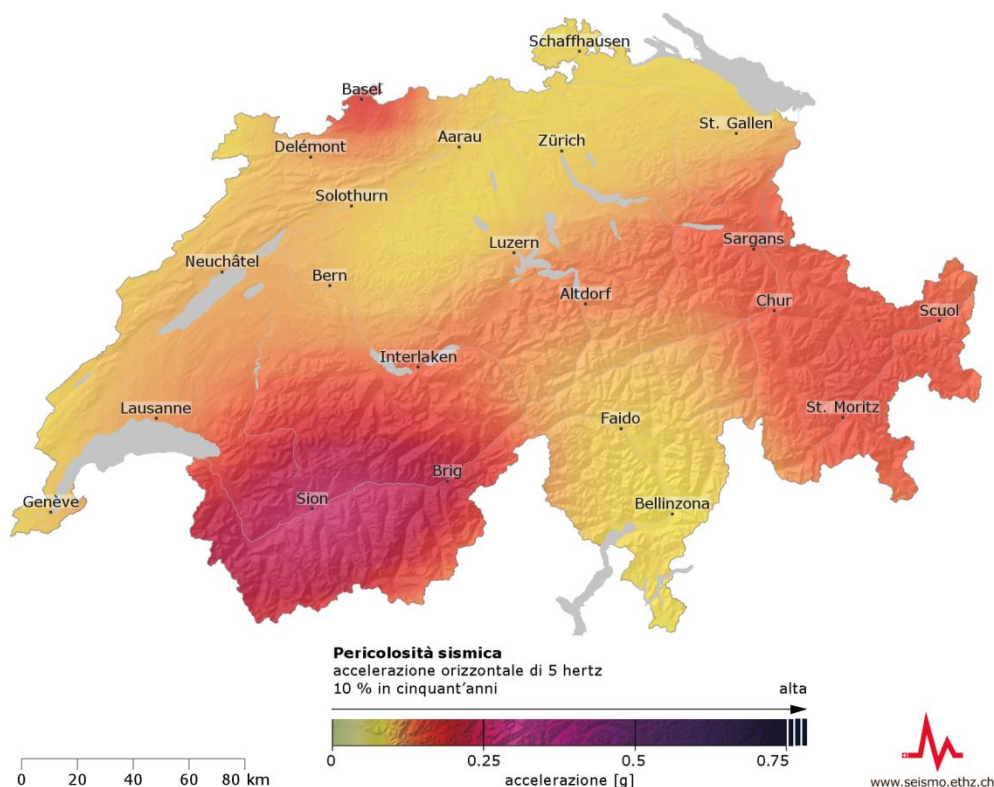
**Figura 2.5** Mappa della pericolosità sismica della Svizzera espressa in termini di PGA su suolo rigido con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, 2004. Scala grafica: 0.03÷0.15 g. Fonte: SED.



**Figura 2.6** Confronto tra modello di pericolosità SUIhaz15 (CH15) e modello precedente (CH04). A sinistra: spettri di risposta relativi a Martigny da modello CH15 (rosso), CH04 (azzurro) e da norma SIA 216 (nero). A destra: curve di pericolosità della città di Basilea per un sistema con frequenza 5 Hz. [21]

La forbice tra i due modelli è inoltre ancora più marcata nelle regioni in cui la pericolosità sismica è minore. Gli incrementi sono in questi casi compresi tra il 50% ed il 70%: ciò in termini assoluti si traduce in accelerazioni più grandi di  $0.03 \div 0.05g$ . Al di sotto della frequenza di 2 Hz (tratto discendente degli spettri di risposta) i valori dei due modelli risultano simili.

Nella Figura 2.7 viene riportata la mappa di pericolosità del modello SUIhaz15 con riferimento ai valori delle accelerazioni relative ad un sistema con frequenza di oscillazione pari a 5 Hz. Tali valori, al netto dell'amplificazione locale dovuta alle particolari condizioni geologiche, rappresentano le accelerazioni spettrali attese per la maggioranza degli edifici costruiti in Svizzera. In questo caso si parte da un valore di base di circa 0.10 g per le regioni a più bassa sismicità, fino ad arrivare ad accelerazioni di circa 0.35 g nel Vallese.



**Figura 2.7** Mappa dell'accelerazione subita da un sistema oscillante con frequenza propria pari a 5 Hz su suolo rigido con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, 2015. Fonte: SED.

### 2.3 Il rischio sismico

I terremoti che hanno colpito in passato la Svizzera non hanno mai provocato un numero importante di vittime. Inoltre, ad eccezione del terremoto di Basilea, non si sono registrati danni materiali ed economici rilevanti. Tenendo conto dell'intensità

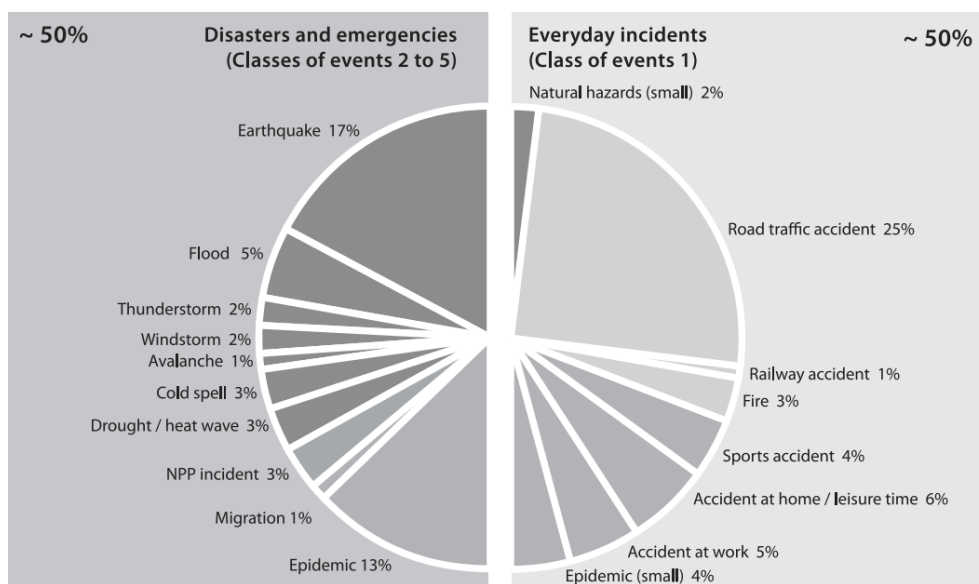
degli eventi simili interessati, questo fatto è tuttavia dovuto a circostanze particolarmente fortunate. Nel caso del terremoto di Basilea – città che comunque all'epoca contava solo 7'000 abitanti – la scossa principale fu infatti anticipata alcune ore prima da delle scosse più lievi, che allarmarono la popolazione facendola uscire dalle abitazioni; negli altri casi sono invece state colpite delle aree scarsamente popolate ed isolate.

Negli ultimi anni il tema del rischio sismico e la sensibilizzazione della popolazione svizzera al riguardo ha conosciuto una forte sviluppo, in primis grazie all'impegno e agli studi promossi dall'Ufficio Federale della Protezione Civile (FOCP).

Nel 1993 a Basilea, il seminario transfrontaliero *Regio Kat '93* e la successiva esercitazione hanno offerto la prima occasione per sondare il livello di preparazione della Confederazione in caso di evento sismico importante. Da tali esercitazioni sono emerse numerose lacune e carenze organizzative emerse, che hanno spinto il FOCP a prendere alcune decisioni volte a migliorare la situazione.

Nel 1995 il FOCP ha pubblicato i risultati dello studio *KATANOS*, che ha fornito la prima analisi comparativa circa i disastri e le situazioni di emergenza in Svizzera. Lo studio, la cui pubblicazione ha trovato particolare eco nell'onda mediatica seguita al terremoto giapponese di Kobe, ha concluso a sorpresa che i terremoti rappresentano l'evento catastrofico con il rischio più importante per la popolazione della Svizzera [22]. In generale lo studio ha stimato che il 60% dei rischi sono dovuti a catastrofi di origine naturale, il 30% a catastrofi di origine sociale e il 10% a catastrofi d'origine tecnica. Scendendo nel particolare, i terremoti rappresentano il 30% dei rischi complessivi, seguiti dalle epidemie (25%) e dalle inondazioni (10%). Il progetto *KATANOS* ha permesso di compiere un importante passo nella gestione delle emergenze connesse alle catastrofi naturali: nel 1997 il Consiglio Federale ha istituito la Piattaforma Nazionale Pericoli Naturali (PLANAT) che ha il compito di sviluppare strategie coordinate a livello nazionale nel campo della prevenzione delle catastrofi naturali e nella gestione dei rischi connessi.

Otto anni dopo la pubblicazione dello studio *KATANOS*, nel 2003, il rapporto *KATARISK* ha rielaborato ed integrato i precedenti dati tenendo conto anche degli eventi quotidiani e delle esperienze fatte in occasione delle recenti catastrofi [23]. Lo studio si occupa principalmente delle minacce che possono portare ad un intervento coordinato del sistema di Protezione Civile. Alla luce di questa nuova analisi comparativa del rischio, è stato stimato (Figura 2.8) che circa il 50% dei rischi per la popolazione svizzera sono associati a catastrofi e situazioni di emergenza eccezionali (terremoti, inondazioni, temporali, valanghe, incidenti nucleari, epidemie, ecc.), mentre la rimanente metà riguarda eventi quotidiani considerati quindi come non eccezionali (incendi, incidenti stradali e ferroviari, infortuni domestici e professionali, ecc.). Il rischio sismico si è confermato il più importante tra gli eventi eccezionali, mentre in assoluto risulta secondo solo agli incidenti stradali.



**Figura 2.8** Rischi per la popolazione in Svizzera, anno 2000. Fonte: studio KATARISK. [23]

Forte dell'accresciuto livello conoscitivo ed organizzativo raggiunto, 19 anni dopo l'esperienza *Regio Kat '93*, nel maggio del 2012 il FOCP ha promosso a Basilea l'esercitazione internazionale *SEISMO 12*, volta a verificare nuovamente lo stato di preparazione e la capacità d'intervento in caso di catastrofe sismica sia a livello federale sia a livello di cooperazione internazionale. Al fine di simulare uno scenario verosimile, il Consiglio Federale ha commissionato per l'occasione una stima delle attuali conseguenze di un terremoto di magnitudo pari a quello che colpì Basilea nel 1356. Data l'odierna densità abitativa e la forte concentrazione di attività produttive dell'area, tale stima si è rivelata particolarmente onerosa: al giorno d'oggi un fenomeno simile causerebbe circa 6'000 vittime, 30'000 persone sepolte dalle macerie, 18'000 feriti gravi e 45'000 leggeri, inoltre si conterebbero 1,6 milioni di sfollati dei quali 750 mila a lungo termine [24]. La metà degli edifici andrebbe distrutta e si verificherebbero danni materiali per un ammontare stimato intorno ai 110 miliardi di franchi (pari a circa 100 miliardi di euro). Di questi, i costi relativi al danneggiamento degli edifici si attesterebbero intorno agli 80 miliardi di franchi, altri 15 miliardi per quelli subiti dalle infrastrutture, mentre l'interruzione delle attività produttive comporterebbe un danno complessivo di ulteriori 15 miliardi [25].

Analisi più ampie ed approfondite delle ripercussioni economiche, sociali e ambientali dei maggiori fattori di rischio di origine naturale, sociale e tecnica sono infine state pubblicate nel 2013 e nel 2015 [26] [27]. In tali studi si trova un'ulteriore riconferma dell'importanza del rischio sismico per la Svizzera. Come si può notare dal grafico di Figura 2.9, un terremoto importante, accanto ad una probabilità di accadimento non remota, provocherebbe un notevole danno economico stimato nell'ordine del centinaio di miliardi di franchi.

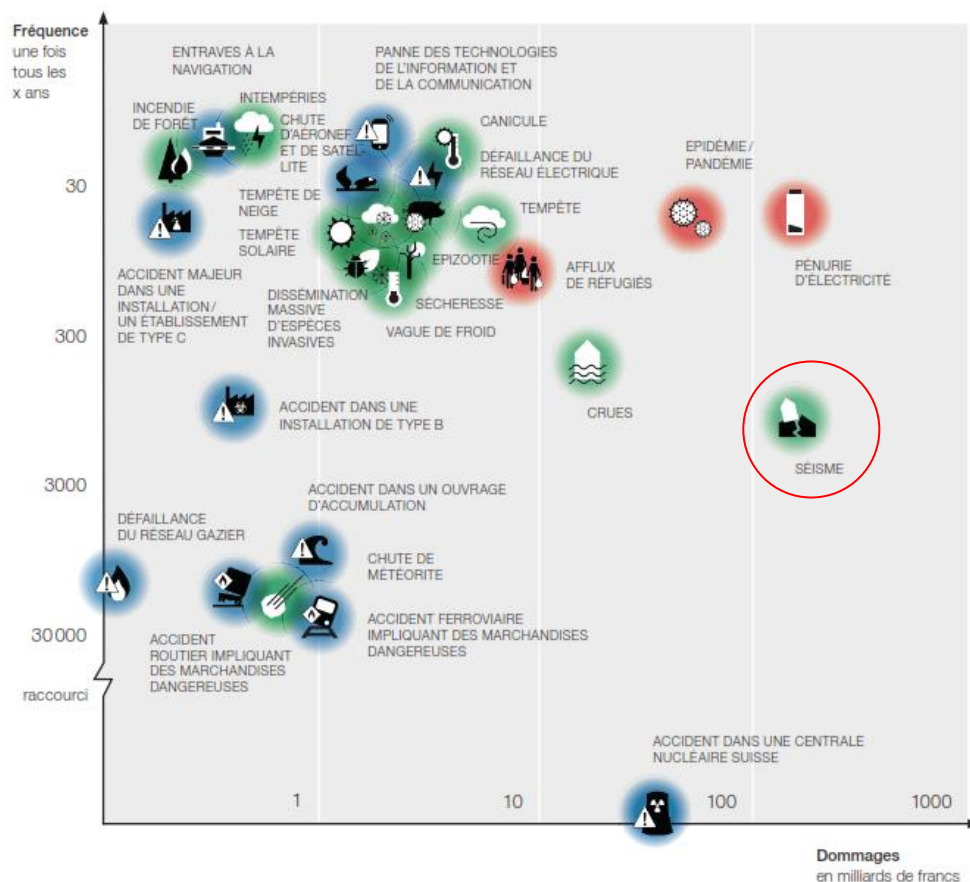


Figura 2.9 Diagramma dei maggiori rischi relativi alla Svizzera. [28]

A fronte delle pesanti ripercussioni economiche di un eventuale terremoto, sempre più Cantoni a partire dal 2004 hanno iniziato a rendere obbligatoria, tramite una modulistica studiata *ad hoc*, la valutazione sismica preventiva dei nuovi edifici in sede di presentazione della domanda di costruzione al Comune.<sup>4</sup> Inoltre, a partire dal marzo 2012 è in corso di valutazione a livello federale una proposta di assicurazione sismica obbligatoria per tutti i cittadini elvetici.

<sup>4</sup> Il primo Cantone ad introdurre tale obbligo è stato il Canton Vallese l'1.07.2004 mediante l'articolo 36 dell'*Ordonnance sur les constructions*, che recita: "Doivent être joints à la demande: [...] c) pour les constructions et transformations de halles de travail industrielles ou commerciales, ou de bâtiments d'une hauteur égale ou supérieure à deux niveaux sur rez: le report sur les plans des éléments parasismiques. Les plans doivent être accompagnés du formulaire cantonal dûment rempli concernant la sécurité parasismique des ouvrages".

Successivamente questo esempio è stato seguito dai seguenti Cantoni: Basilea Città (2004), Nidvaldo (2005), Giura (2010), Argovia (2011), Friburgo (2013), Lucerna (2014).

## 2.4 L'evoluzione dell'ingegneria sismica e della normativa

### 2.4.1 *Gli albori e la prima norma sismica SIA 160:1970*

Il primo fatto saliente legato in un certo qual modo al tema dell'ingegneria sismica in Svizzera può essere considerata la fondazione della Commissione Svizzera per i Terremoti, avvenuta nel 1878 ad opera di un gruppo di specialisti capitanato dallo studioso François-Alphonse Forel. Nata sotto l'egida della Società Elvetica di Scienze Naturali, è stata la prima commissione nazionale al mondo dedicata alla registrazione sistematica di tutti i terremoti percepiti. Con l'adesione svizzera all'Associazione Internazionale di Sismologia (ISA), nel 1904 la Commissione fu ufficialmente incaricata di monitorare costantemente i terremoti, nonché di trasmettere agli altri Paesi i risultati ottenuti. L'organizzazione volontaria che basava le proprie ricerche essenzialmente sulle segnalazioni della popolazione, rivelò però ben presto tutti i suoi limiti. La Confederazione decise quindi di affidare il monitoraggio sismico del territorio elvetico all'Istituto Svizzero di Meteorologia (ISM). Dal 1 aprile 1914 il servizio sismico nazionale può così contare su di un'istituzione statale ufficiale: il Servizio Sismico Svizzero (SED), divenuto nel tempo un istituto di ricerca all'avanguardia nel settore.

Le tematiche della progettazione antisismica e della dinamica strutturale vengono considerate in senso proprio per la prima volta in Svizzera all'inizio degli anni '60 in concomitanza con la costruzione delle prime centrali nucleari e di alcune importanti dighe. La convinzione che quella nucleare sia l'energia del futuro in grado di risolvere tutti i problemi di approvvigionamento, spinge infatti tra il 1965 ed il 1984 la Confederazione ad avviare la costruzione di quattro centrali nucleari (Beznau, Mühleberg, Gösgen, Leibstadt). Nella più totale assenza di una regolamentazione antisismica nazionale, l'esigenza di garantire per tali opere i necessari margini di sicurezza nei confronti di un evento sismico si è subito rivelata una sfida tutt'altro che semplice da affrontare ed ha spinto le allora comunità scientifica e professionale elvetiche ad un primo interessamento in materia. In tal senso, significativo è il fatto che la progettazione strutturale delle due prime centrali (Beznau e Mühleberg) è stata interamente affidata a specialisti americani per la mancanza di analoghe figure in Svizzera. Le centrali più recenti di Gösgen e Leibstadt, costruite a partire dalla metà degli anni '70, hanno invece visto lavorare per la prima volta società di progettazione svizzere sotto la supervisione di consulenti stranieri esterni.

I calcoli strutturali sono stati effettuati in campo elastico mediante il metodo degli spettri di risposta e la messa a punto di pioneristici modelli tridimensionali agli elementi finiti (Figura 2.10).<sup>5</sup> I reattori, insieme alle altre parti delle centrali

---

<sup>5</sup> Sono stati impiegati modelli tridimensionali a massa concentrata la cui peculiarità è stata quella di considerare l'interazione terreno-struttura mediante un opportuno assemblaggio di molle e smorzatori traslazionali e rotazionali posto alla base dei modelli. *Team* di esperti si sono dedicati allo studio delle

caratterizzate dai requisiti di sicurezza più elevati, sono stati progettati in modo da non permettere ai materiali escursioni in campo plastico anche per il livello più gravoso dell'azione sismica di progetto.

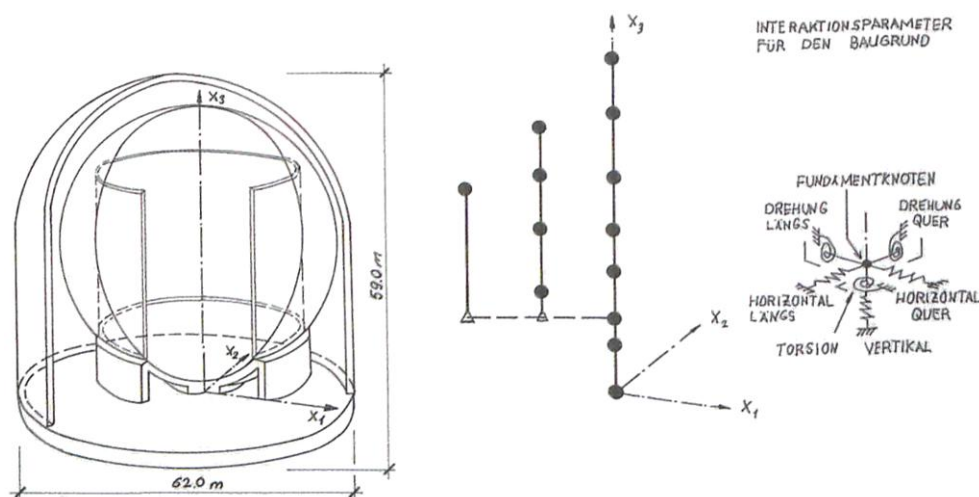


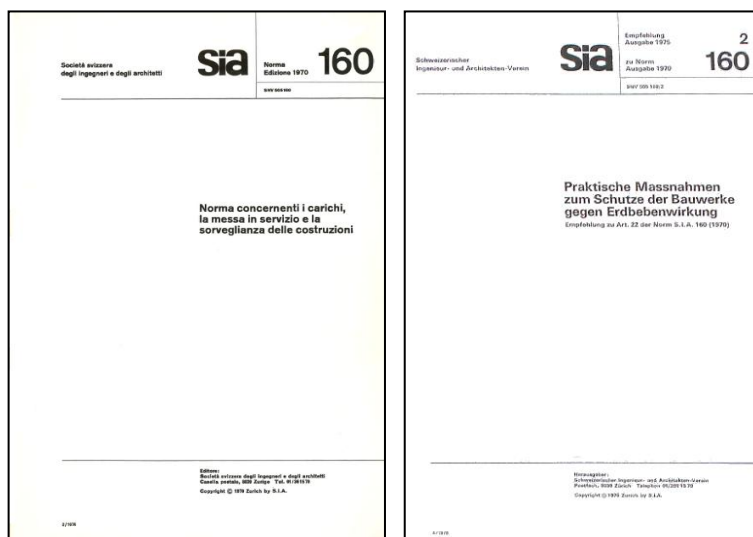
Figura 2.10 Schema del modello di calcolo dell'involucro del reattore della centrale di Gösgen. [29]

Nel frattempo nel 1970, l'articolo 22 della norma SIA 160 (Figura 2.11) introduce per la prima volta il concetto di azione sismica per le costruzioni ordinarie [30]. Le disposizioni nel merito risultano tuttavia assai blande e semplicistiche. La norma prescrive infatti come regola generale un'analisi statica lineare con l'applicazione di una forza equivalente assunta forfaitariamente pari al 2% del peso proprio per gli edifici normali e pari al 2.8% nel caso di edifici suscettibili di grandi affollamenti. Per le regioni svizzere a più alta sismicità e solo dietro esplicita richieste delle autorità competenti, è prevista la possibilità di portare tale forza equivalente rispettivamente al 5% e al 7% del peso dell'opera. Tuttavia solo il Canton Basilea Città ha prescritto tale maggiorazione. Un'ultima stringata disposizione contenuta nella norma riguarda la forza sismica equivalente da applicare ad altri tipi di strutture (serbatoi, silos, campanili e pile) in cui si nota per la prima volta il riferimento al periodo proprio di vibrazione della struttura. Per quanto concerne le relative verifiche sismiche, per le tensioni ammissibili e i coefficienti di sicurezza da adottare in tal caso vi è un esplicito rimando alle norme relative alla progettazione delle opere nei vari materiali da costruzione. A tal riguardo, l'unica norma di quegli anni contenente un seppur vago riferimento alle verifiche relative all'azione sismica è la SIA 162 del 1968, riguardante la progettazione di strutture in calcestruzzo armato [31]. Essa

caratteristiche geotecniche locali dei terreni di fondazione e alla definizione degli spettri di calcolo con riferimento a due livelli di intensità dell'azione sismica: livello SSE (*Safe Shutdown Earthquake*) e OBE (*Operating Base Earthquake*). Il terremoto SSE rappresenta un evento con periodo di ritorno di 10'000 anni, mentre quello OBE ha una probabilità di superamento del 10% in 40 anni pari ad un periodo di ritorno di 380 anni.



prevede che in caso di azioni considerate come eccezionali (terremoti, alluvioni, urti, guerra) le tensioni ammissibili del calcestruzzo e dell'acciaio d'armatura vengano incrementate rispettivamente del 35% e del 25%.



**Figura 2.11** Frontespizi delle norma SIA 160:1970 e relativa raccomandazione supplementare del 1975.

Alla luce di quanto detto, la norma SIA 160:1970, sebbene importante in quanto rappresenta il primo riferimento normativo svizzero in materia di azione sismica, appare oggi, sotto questo aspetto, del tutto incompleta e contraddittoria. L'entità delle forze sismiche prescritta è infatti, oltre che concettualmente discutibile in quanto slegata al periodo proprio delle strutture, talmente bassa da non risultare quasi mai determinante rispetto al carico da vento. Inoltre, il concetto di duttilità strutturale è completamente assente e mancano precisi riferimenti alle verifiche da svolgere, una zonizzazione sismica del territorio elvetico e delle disposizioni circa la concezione strutturale antisismica degli edifici e dei relativi dettagli costruttivi.

Per cercare di ovviare a quest'ultima mancanza, nel 1975 viene pubblicata una raccomandazione supplementare relativa all'articolo 22 della norma SIA 160:1970 (Figura 2.11) [32]. Il documento si apre con alcuni suggerimenti di natura molto generica circa la corretta impostazione delle strutture antisismiche (dimensioni, forma in pianta, distribuzione delle masse, sistema statico, elementi secondari, interazione terreno-struttura). Nella seconda parte della raccomandazione, dedicata ai particolari costruttivi, è invece degno di nota un primo accenno all'importanza della duttilità strutturale e del confinamento delle zone critiche.

Queste prime norme in materia di progettazione sismica verranno in definitiva largamente disattese ed ignorate dalla pratica professionale, sia a causa della loro intrinseca debolezza sia a causa della poca sensibilità degli ingegneri progettisti ad una tematica considerata al tempo "esotica" [33]. Ciononostante la loro importanza rimane indubbia in quanto rappresentano la base per tutta l'evoluzione successiva.

#### 2.4.2 Verso una progettazione sismica moderna: la norma SIA 160:1989

L'evento che determina un brusco risveglio delle coscienze degli addetti ai lavori e che porta alla ribalta per la prima volta il tema dell'ingegneria sismica in Svizzera è il terremoto del Friuli nel 1976 [33]. La successiva ondata mediatica e la missione di ingegneri inviata in Italia hanno rappresentato infatti un importante momento di riflessione. La valutazione e lo studio dello scenario di danno hanno inoltre permesso agli studiosi ed ingegneri inviati di acquisire un preziosa esperienza ed un certo senso critico; elementi di cui si farà tesoro per la successiva revisione normativa.

Nel 1977 il SED pubblica la prima Mappa di Pericolosità Sismica della Svizzera, basata su stime dell'intensità dei passati terremoti [34].

L'inizio ufficiale dello studio della moderna ingegneria sismica in ambito accademico in Svizzera si può far coincidere con il seminario "Erdbebengerechtes Bauen" (Ingegneria Sismica) organizzato nel settembre del 1978 dal Politecnico ETH di Zurigo [35]. Il seminario vede, tra gli altri, la partecipazione del Prof. Nathan Newmark, pioniere statunitense dell'ingegneria sismica, che nel suo intervento presenta i principi e gli allora più recenti sviluppi della materia. A partire da quell'anno, il Politecnico organizza i corsi di ingegneria sismica e di dinamica delle strutture. Nello stesso anno viene fondato il Comitato Nazionale Svizzero di Ingegneria Sismica (dal 1982 Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale, SGEB), principale polo di ricerca svizzero in materia.

Nel 1979 il Comitato Centrale della Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti (SIA) forma sette gruppi di lavoro tematici con l'obiettivo di redigere le nuove norme in materia di costruzioni. Per la prima volta il tema "terremoto" viene considerato seriamente ed affidato al Gruppo di lavoro 7 presieduto dal Prof. Hugo Bachmann, considerato uno dei maggiori padri dell'ingegneria sismica in Svizzera. Dopo dieci anni di intenso lavoro e di revisioni dettate da forti resistenze sia politiche che professionali, il 1 giugno del 1989 entra in vigore la nuova norma tecnica SIA 160 – azioni sulle strutture portanti [36]. Questa norma, introducendo la filosofia degli stati limite, segna una vera e propria rivoluzione nella progettazione degli edifici e può essere considerata la prima norma sismica moderna in Svizzera.

Con la norma SIA 160:1989 il caso di carico sismico diventa spesso determinante per le verifiche al posto di quello da vento e vengono introdotti molti concetti ancora alla base delle odierne norme. In primo luogo viene introdotta una mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Figura 2.12) in cui vengono definite quattro zone in base alle quali tarare l'azione sismica: i corrispondenti valori di PGA su suolo rigido sono tarati su un periodo di ritorno dell'azione sismica di 400 anni e risultano rispettivamente di 0.06 g, 0.10 g, 0.13 g, 0.16 g per le zone Z1, Z2, Z3a e Z3b. Vengono poi indicate tre classi d'uso degli edifici (I, II e III) in base alle quali sono specificate l'entità del danno considerata accettabile e le verifiche di resistenza e

funzionalità da eseguire. Nella SIA 160:1989 fanno la loro apparizione concetti fondamentali come gli spettri elastici di risposta (riferiti a due classi di terreno, Figura 2.13) ed il fattore di riduzione delle forze elastiche che tiene conto della duttilità strutturale. A seconda della classe d'uso dell'edificio, per strutture con periodi propri superiori a 0.10 secondi, questo fattore assume i valori compresi nei seguenti *range*: 2.15÷3.85 per sistemi a telaio in c.a. e in acciaio, 2.00÷3.08 per sistemi a pareti in c.a., 1.85÷2.62 per strutture in legno, 1.54÷1.85 per muratura non armata, 2.15÷3.08 per i ponti, 1.54 per gli appoggi fissi dei ponti.



Figura 2.12 Mappa delle zone sismiche della norma SIA 160:1989. [36]

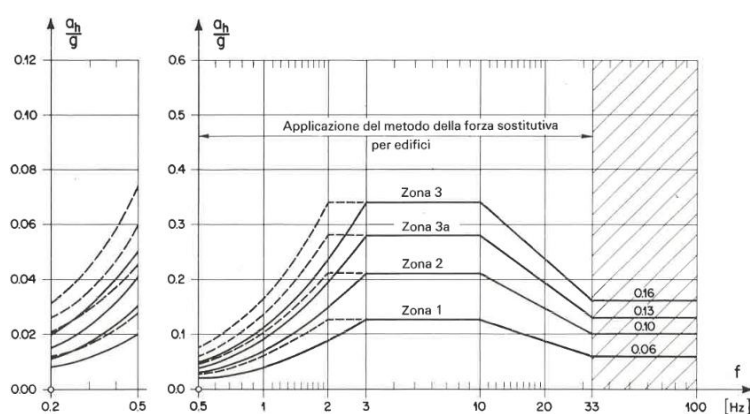


Figura 2.13 Spettri elastici (valori medi per uno smorzamento pari al 5%) della norma SIA 160:1989 per terreni "compatti" (linea continua) e "semi-compatti" (linea tratteggiata). [36]

Per quanto riguarda la concezione strutturale, vengono fornite delle generiche disposizioni circa la regolarità strutturale in pianta ed elevazione, il fissaggio degli

elementi secondari e prefabbricati, la staffatura delle zone plastiche degli elementi in c.a., l'impostazione delle fondazioni, dei giunti strutturali e degli appoggi. Infine, relativamente ai metodi di analisi, accanto all'utilizzo del metodo delle forze sostitutive, la norma introduce la possibilità di avvalersi dell'analisi modale con spettro di risposta.

Nonostante le importanti novità introdotte, il recepimento della norma SIA 160:1989 da parte del mondo professionale si è rivelato tuttavia insoddisfacente [33]. Le ragioni di questo insuccesso sono in primo luogo legate alle resistenze offerte da architetti e impresari costruttori che temevano un aumento dei costi costruttivi in virtù di un problema che a loro avviso non aveva ragion d'essere. Questa mentalità ha trovato un alleato nell'insensibilità al tema da parte dei committenti e del conseguente rifiuto di riconoscere onorari più alti per la progettazione degli edifici in chiave antisismica. Infine anche la comunità degli ingegneri si è rivelata poco recettiva; in parte per la convinzione ereditata della vecchia norma che l'azione sismica non fosse determinante, in parte per la gara all'offerta di onorario più basso che ha spinto i professionisti ad ignorare spesso le verifiche sismiche per questioni di tempo e sostenibilità economica.

#### 2.4.3 Il recepimento degli Eurocodici: le attuali norme per gli edifici SIA 260-267

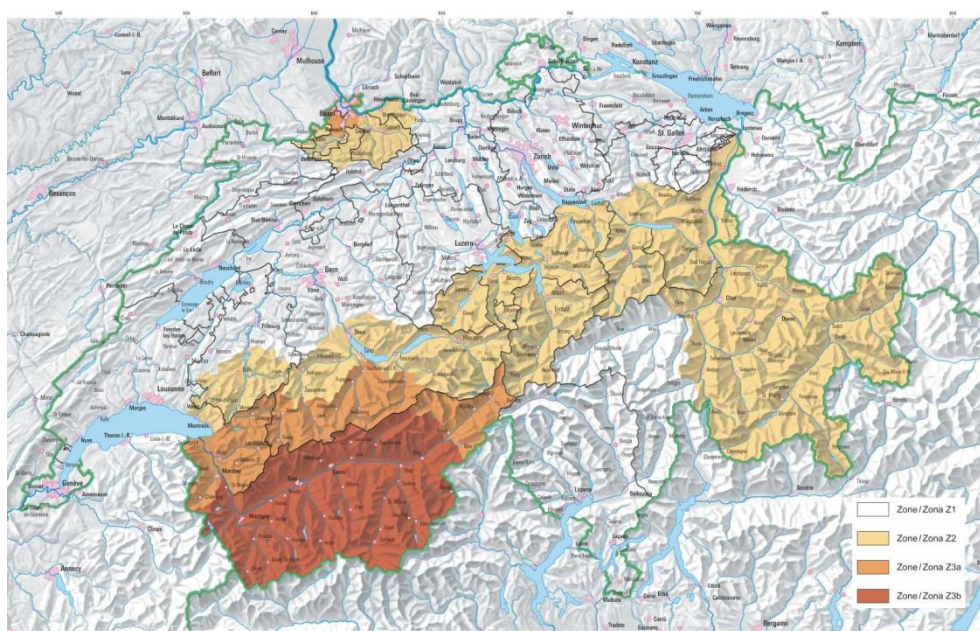
Nel gennaio del 1995 il terremoto giapponese di Kobe scuote la comunità scientifica di tutto il mondo. La tragedia e la conseguente devastazione trovano ampia trattazione da parte dei *mass media* e i sismologi svizzeri stimano che l'evento possa essere paragonato allo storico terremoto di Basilea. Il Canton Basilea Città – come del resto era già successo nel 1994 per il terremoto di Northridge in California – decide di inviare una delegazione di esperti in Giappone per raccogliere utili informazioni circa la gestione dell'emergenza post-sismica.

Sette mesi più tardi, lo studio *KATANOS* (cfr. Par. 2.3) sottolinea l'importanza del rischio sismico per la Svizzera e dà il via a tutta una serie di interventi di valutazione ed adeguamento sismico degli edifici e delle infrastrutture strategiche, in primo luogo ospedali e impianti industriali con attività pericolose per l'ambiente. Verso la fine degli anni '90 si delinea così per la prima volta in Svizzera – specialmente nei cantoni Basilea Città e Vallese – un vero e proprio mercato per i pochi ingegneri esperti in progettazione sismica.

Nel gennaio 1998 la SGEB pubblica il documento SIA D 0150 che rappresenta il punto di svolta in materia di mitigazione del rischio sismico [37]. Nel documento vengono individuati 60 campi all'interno di materie come la sismologia, la progettazione sismica ed il *disaster management* in cui si reputa necessaria un'azione urgente da parte della Confederazione.

In questo contesto storico favorevole, nello stesso anno la Commissione SIA per le norme strutturali (KTN) istituisce una serie di gruppi di lavoro per la revisione di tutte le norme tecniche svizzere per le costruzioni, con l'obiettivo primario di allinearle ai più aggiornati dettami degli Eurocodici. Per sottolineare in maniera chiara la distinzione da tutte le precedenti versioni, si dispone che le nuove norme svizzere inizino con il numero "2" al posto del vecchio "1". Il conseguente assetto normativo scaturito nel 2003 segue quasi interamente quello degli Eurocodici: la SIA 260 corrisponde all'Eurocodice 0, la SIA 261 all'Eurocodice 1 e così via. L'unica eccezione è rappresentata proprio dalla norma sismica che non trova posto in un documento a parte come avviene nell'Eurocodice 8. Il corrispondente gruppo di lavoro, formato da esperti guidati da Thomas Wenk, decide infatti di integrare direttamente le disposizioni sismiche nelle varie singole norme svizzere per paura che un documento a parte si riveli in tal senso controproducente e venga ignorato come tutte le precedenti norme in materia sismica. Questa strategia si rivela vincente e decreta il definitivo successo delle disposizioni sismiche.

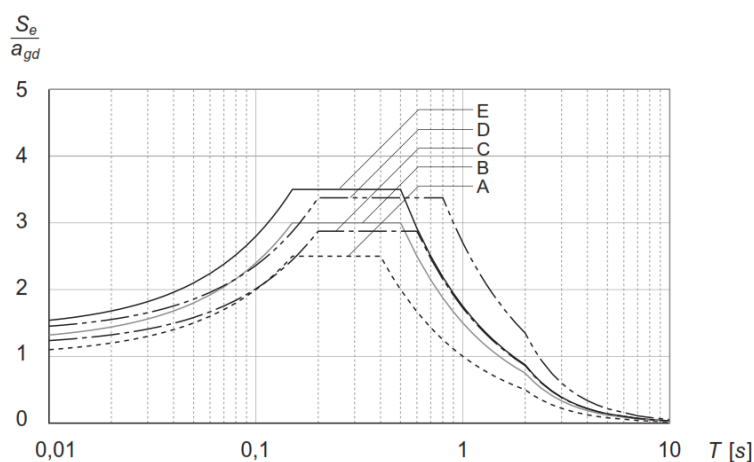
Le norme SIA 260-267:2003, ritoccate senza modifiche sostanziali negli anni 2013 e 2014, rappresentano una rivoluzione per quanto riguarda la progettazione sismica degli edifici di *nuova* costruzione. Innanzitutto, la mappa delle zone sismiche (Figura 2.14) è stata rivista in base alle recenti acquisizioni in materia di pericolosità sismica ed alcune regioni sono state collocate in zone sismiche più gravose.



**Figura 2.14** Mappa delle zone sismiche della norma SIA 261:2003 [38] (immutata nell'attuale norma SIA 261:2014 [39]).

Sono poi stati introdotti dei nuovi spettri elastici di risposta riferiti ad un evento con periodo di ritorno pari a 475 anni e differenziati in base alle 5 diverse classi di

terreno di fondazione previste dall'Eurocodice 8 (Figura 2.15).<sup>6</sup> Nonostante i valori di PGA su suolo rigido per le diverse zone sismiche siano rimasti invariati rispetto alla precedente norma SIA 160:1989 (cfr. Paragrafo 2.4.2.4.2, la nuova forma degli spettri che considera l'amplificazione sismica dovuta alla geologia locale del terreno, unita all'introduzione del coefficiente d'importanza connesso alla classe d'uso degli edifici (che implica amplificazioni dell'accelerazione di progetto fino al 40%), comporta delle azioni sismiche tipicamente raddoppiate – triplicate per le regioni oggetto di riclassificazione sismica – rispetto a prima.



**Figura 2.15** Spettri elastici (valori medi per uno smorzamento pari al 5%) per le varie classi di terreni della norma SIA 261:2003 [38] (immutati nell'attuale norma SIA 261:2014 [39]).

Tuttavia le novità sostanziali riguardano l'introduzione normativa della filosofia di progettazione del *capacity design* ed una moderna definizione del fattore di struttura  $q$ . Come detto in precedenza, la norma SIA 261 demanda alle norme SIA 262-267, specifiche per le varie tipologie costruttive, il compito di fornire i relativi fattori di struttura, le regole della gerarchia delle resistenze ed i particolari costruttivi da adottare caso per caso.

Per una struttura concepita come *dissipativa*<sup>7</sup>, le disposizioni principali in materia di progettazione antisismica presenti attualmente nelle singole norme SIA

<sup>6</sup> Alcune regioni della Svizzera, per lo più concentrate nel Canton Vallese, hanno a disposizione degli spettri di risposta "locali" tarati *ad hoc* grazie ad una campagna di microzonazione sismica avviata dal SED a partire dal 1990. Per tali zone (Basilea, Briga-Glis, Losanna, Montreux, Monthey, Sion, Vevey, Yverdon-les-Bains) la norma SIA 261 consiglia l'uso di tali spettri al posto di quelli *standard* di Figura 2.15.

<sup>7</sup> La SIA 261:2003 consente di progettare gli edifici anche in classe *non dissipativa*: in tale caso, a fronte di un'azione sismica più gravosa, si è esentati dal seguire le regole della gerarchia delle resistenze e dall'adottare i relativi dettagli costruttivi. Il conseguente fattore di struttura  $q$  non tiene conto della duttilità ma della sola sovraresistenza dei materiali da costruzione ed è pari a 1.5 per tutte le tipologie costruttive (ad eccezione delle strutture in c.a. con acciaio d'armatura di classi di duttilità B e C per le quali è ammesso il valore  $q=2$ ).

rappresentano un riassunto semplificato di quelle relative alla classe di duttilità media (DCM) contenute nell'Eurocodice 8 [40] e possono essere così riassunte:

- SIA 260 (basi per la progettazione di strutture portanti) [41]: sono indicate le basi per la progettazione antisismica e le verifiche da svolgere con riferimento agli stati limite ultimi e di esercizio;
- SIA 261 (azioni sulle costruzioni) [39]: vengono fornite regole generali di concezione delle strutture in chiave antisismica ed i metodi di analisi da utilizzare (analisi statica lineare o analisi dinamica modale). Vengono inoltre introdotti per la prima volta i criteri di progettazione degli elementi non strutturali (tamponamenti, camini, ancoraggi di elementi di finitura, ecc.);
- SIA 262 (costruzioni in calcestruzzo) [42]: viene prescritto un fattore di struttura pari a 3 o 4 nel caso di utilizzo di acciaio rispettivamente di classe di duttilità B e C. Vengono fornite regole della gerarchia delle resistenze volte a scongiurare crisi per taglio negli elementi strutturali e favorire la formazione delle cerniere plastiche negli elementi duttili. Sono infine curati i particolari costruttivi delle zone critiche di pareti e telai con corrispondente controllo della duttilità in curvatura delle sezioni;
- SIA 263 (costruzioni in acciaio) [43]: sono indicati dei fattori di struttura tarati in base alle classi delle sezioni impiegate e alla tipologia strutturale: per strutture con controventi concentrici a V  $q=2\div 2.5$ , nel caso di controventi concentrici a diagonale tesa attiva  $q=2\div 4$ , mentre per strutture intelaiate  $q=2\div 5$ . Vengono fornite le corrispondenti regole per il rispetto della gerarchia delle resistenze per le strutture intelaiate e per quelle a controventi concentrici. Le strutture a controventi eccentrici non vengono invece menzionate;
- SIA 264 (costruzioni miste acciaio-calcestruzzo) [44]: nel caso il comportamento dissipativo coinvolga solo le carpenterie metalliche, vengono prescritti fattori di struttura e regole della gerarchia delle resistenze uguali a quelli prescritti per le costruzioni in acciaio. Ulteriori disposizioni vengono invece fornite nel caso in cui il meccanismo dissipativo coinvolga membrature composte in modo che la rottura non coinvolga il calcestruzzo;
- SIA 265 (costruzioni in legno) [45]: vengono individuate tre classi di duttilità in base alla sistema strutturale ed alla natura delle connessioni, con valori di  $q=2\div 3$ . Le unioni incollate sono considerate come non dissipative e sono forniti principi di progettazione volti ad attivare la duttilità delle connessioni e scongiurare la crisi negli elementi strutturali collegati. Vengono indicate due classi di duttilità delle connessioni con relative disposizioni costruttive al fine di ottenere una duttilità statica almeno pari a 3;

- SIA 266 (costruzioni in muratura) [46]: nel caso di muratura non armata deve essere impiegato un valore  $q=1.5$ , se la muratura è armata può essere impiegato  $q=2.5$  a patto di rispettare le disposizioni fornite in merito ai particolari costruttivi ed alle percentuali minime di armatura;
- SIA 267 (geotecnica) [47]: vengono fornite indicazioni circa i metodi pseudostatici ed i metodi degli spostamenti da utilizzare per tenere in conto dell'azione sismica sulle strutture a contatto con il terreno. Sono inoltre presenti disposizioni circa l'interazione struttura-terreno e le verifiche riguardanti la resistenza del terreno, la liquefazione del suolo, la trazione degli ancoraggi e le condizioni di esercizio delle opere geotecniche.

L'impianto normativo delineato nel 2003 fornisce per la prima volta al progettista le indicazioni necessarie per impostare correttamente la progettazione sismica di ogni tipologia ordinaria di costruzione: in precedenza infatti le norme si preoccupavano più che altro della definizione dell'azione sismica e di alcune disposizioni generali, tralasciando quasi completamente le regole di progettazione e di dettaglio per le singole tipologie costruttive.

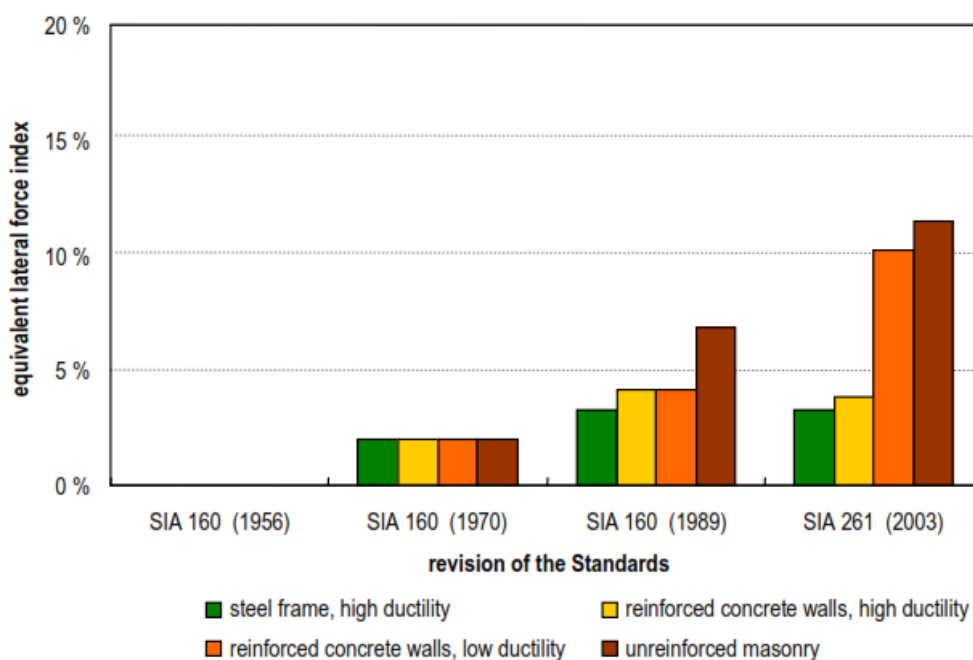
In definitiva le norme SIA del 2003 costituiscono un fondamentale passo in avanti e, grazie anche a dei corsi di formazione per progettisti organizzati *ad hoc*, contribuiscono ad innalzare notevolmente le conoscenze e competenze dei professionisti in materia di progettazione sismica, facendone finalmente riconoscere l'importanza. Tuttavia, a più di dieci anni di distanza dalla loro introduzione, gli edifici nuovi a comportamento strutturale dissipativo rappresentano ancora una ristretta minoranza, attestandosi addirittura sotto il 5% del costruito recente [33].

#### 2.4.4 L'adeguamento sismico delle strutture esistenti: il documento SIA 2018

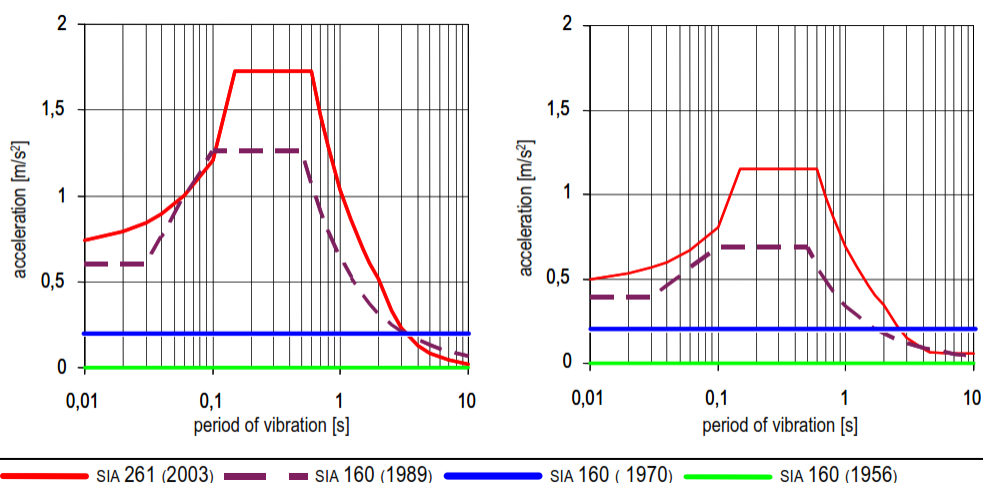
L'introduzione delle nuove normative strutturali nel 2003 ha comportato come già detto un notevole aumento delle azioni sismiche di progetto. Prendendo come riferimento un edificio residenziale (classe d'opera I) con periodo proprio compreso entro il *plateau* dello spettro e sito in una zona di bassa sismicità Z1 su suolo di classe C, dalla Figura 2.16 è possibile constatare come la forza sismica per edifici concepiti come non dissipativi è aumentata significativamente nel corso dell'evoluzione normativa; in particolare è praticamente raddoppiata con il passaggio dalle norme del 1989 a quelle del 2003. Appare inoltre interessante notare come la concezione di una struttura duttile ed il conseguente sfruttamento delle risorse plastiche consenta di progettare con forze praticamente uguali a quelle del vecchio riferimento normativo.



La Figura 2.17 offre invece un confronto tra gli spettri elastici e di progetto previsti dalle varie norme SIA per un edificio analogo a quello considerato in precedenza e realizzato in muratura non armata. Si evince un incremento dell'azione sismica per tutte le strutture dotate di periodi propri inferiori ai 5 secondi, che rappresentano la stragrande maggioranza degli edifici svizzeri.



**Figura 2.16** Evoluzione dell'azione sismica (espressa in % del peso dell'edificio) prevista dalle norme SIA per un edificio residenziale sito in zona Z1 (bassa sismicità) su suolo di tipo C. [48]

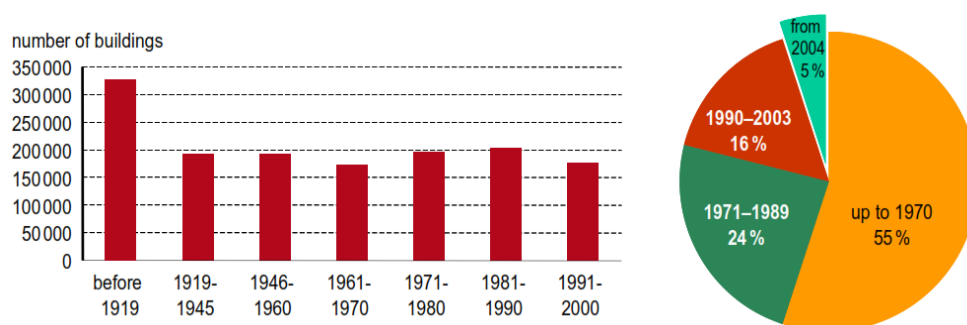


**Figura 2.17** Spettri elastici e di progetto forniti dalle norme SIA per un edificio residenziale in muratura non armata ( $q=1,5$ ) sito in zona Z1 (bassa sismicità) su suolo di tipo C. [48]

Questo improvviso incremento delle forze sismiche di progetto ha fatto emergere un nuovo problema: l'adeguamento sismico degli edifici esistenti. Infatti, alla luce delle nuove disposizioni e delle nuove conoscenze, gli edifici progettati in precedenza –

anche gli edifici progettati correttamente secondo le norme del 1989 – sono di colpo diventati tutti più o meno carenti dal punto di vista della sicurezza sismica.

Basti pensare che circa l'80% degli edifici svizzeri risulta costruito prima del 1989 (cfr. Figura 2.18), ovvero prima che l'avvento delle moderne norme rendesse le azioni sismiche preponderanti rispetto a quelle da vento. Inoltre gli edifici realizzati in seguito all'avvento delle attuali norme sismiche sono appena il 5% del totale. Come conseguenza, molti edifici svizzeri manifestano in tema di risposta sismica delle debolezze strutturali tipiche ed importanti; in primis piani soffici, irregolarità planimetriche ed in elevazione, mancanza di opportuni dettagli costruttivi.



**Figura 2.18** Periodi di realizzazione degli edifici del parco edilizio svizzero con riferimento all'evoluzione normativa, dati anno 2008. [48]

D'altro canto è apparso subito impensabile un adeguamento sismico degli edifici esistenti in stretta ottemperanza alle nuove norme in quanto i costi sarebbero risultati spesso sproporzionati rispetto alla reale riduzione del rischio sismico. Si è delineato quindi un bisogno urgente di definire delle linee guida circa la valutazione e l'adeguamento sismici del parco immobiliare svizzero, al fine di evitare insensati sprechi finanziari. Nel 2003 è stato così formato il gruppo di lavoro SIA 261-1 "Sisma per gli edifici esistenti" presieduto dal Prof. Thomas Vogel del Politecnico di Zurigo che nell'autunno del 2004 ha dato alla luce il documento tecnico SIA 2018 [49] che ha introdotto delle importanti novità sia dal punto della metodologia di analisi, sia dal punto di vista della strategia degli interventi di adeguamento sismico. Una prima grande novità è stata l'introduzione dell'analisi statica non lineare (*pushover*) come principale elemento di valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti in calcestruzzo armato.<sup>8</sup> L'analisi *pushover*, applicabile previa esclusione di innesco di meccanismi di collasso fragili (rottture a taglio, rotture a

<sup>8</sup> Per le altre tipologie costruttive (acciaio, acciaio-calcestruzzo, muratura) la SIA 2018 non contiene istruzioni dettagliate circa l'applicazione dell'analisi *pushover*, ma solo un rimando generico alle corrispondenti indicazioni contenute nell'Eurocodice 8 [40]. In questi casi, a causa delle numerose incertezze caratterizzanti il comportamento post-elastico e deformativo dei materiali in gioco, la norma suggerisce infatti di avvalersi delle analisi lineari e di una conseguente verifica in termini di resistenze [80]. Per quanto concerne gli edifici in muratura, nel 2009 la SIA ha inoltre pubblicato un documento informativo [81] che raccoglie alcune indicazioni ed esempi di modellazione *pushover* per tale tipologia costruttiva.

flessione lato calcestruzzo o in caso di impiego di acciai con classe di duttilità inferiore alla B, rotture degli ancoraggi), comporta una valutazione sismica della struttura non più in termini di resistenza dei singoli elementi, bensì di capacità deformativa globale. Il documento SIA 2018 prevede in tal senso che la struttura venga modellata mediante l'utilizzo di elementi a plasticità concentrata (cerniere plastiche) caratterizzati da opportuni legami momenti-curvatura e sottoposta ad una distribuzione incrementale di forze corrispondente al primo modo di vibrare della struttura. La verifica viene effettuata mediante il metodo dell'oscillatore semplice equivalente associato alla struttura, confrontando lo spostamento ultimo di detto oscillatore con lo spostamento richiesto dall'azione sismica ottenuto a partire dallo spettro di risposta in termini di spostamento. In questo modo si sfruttano al massimo le riserve plastiche presenti, consentendo al contempo di ottenere sia un'analisi più realistica della risposta sismica della struttura sia una valutazione sismica più favorevole che si traduce in interventi di adeguamento meno importanti ed onerosi. La valutazione dello stato attuale dell'edificio avviene in particolare attraverso l'introduzione del *fattore di conformità*  $\alpha_{eff}$  che, in base al metodo di analisi scelto dal progettista, può essere espresso sia in termini di forza (1) che di spostamento (2):

$$\alpha_{eff} = \frac{R_d}{E_d} \quad (1)$$

$$\alpha_{eff} = \frac{w_{R,d}}{w_d} \quad (2)$$

dove  $R_d$  è la resistenza di progetto,  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione sismica determinata a partire dallo spettro di progetto in accelerazione,  $w_{R,d}$  è lo spostamento ultimo di progetto dell'oscillatore semplice equivalente associato alla struttura,  $w_d$  è lo spostamento richiesto determinato a partire dallo spettro elastico in spostamento.

Per le costruzioni strategiche (classe d'opera III) è prevista anche la valutazione del comportamento in condizioni di esercizio:

$$\alpha_{eff} = \frac{C_d}{w_d (0,5 A_d)} \quad (3)$$

dove  $C_d$  è il valore limite fissato dello spostamento d'interpiano,  $w_d (0,5 A_d)$  è la metà dello spostamento determinato a partire dallo spettro elastico in spostamento.

Gli spettri di risposta da utilizzarsi sono quelli previsti per le nuove costruzioni: si fa quindi riferimento alla norma SIA 261 per gli spettri in accelerazione (Figura 2.15), mentre il documento SIA 2018 fornisce i corrispondenti spettri in termini di

spostamento (Figura 2.19).<sup>9</sup> Il fattore  $\alpha_{eff}$  consente quindi di valutare la conformità dell'edificio analizzato rispetto alle nuove norme sismiche.

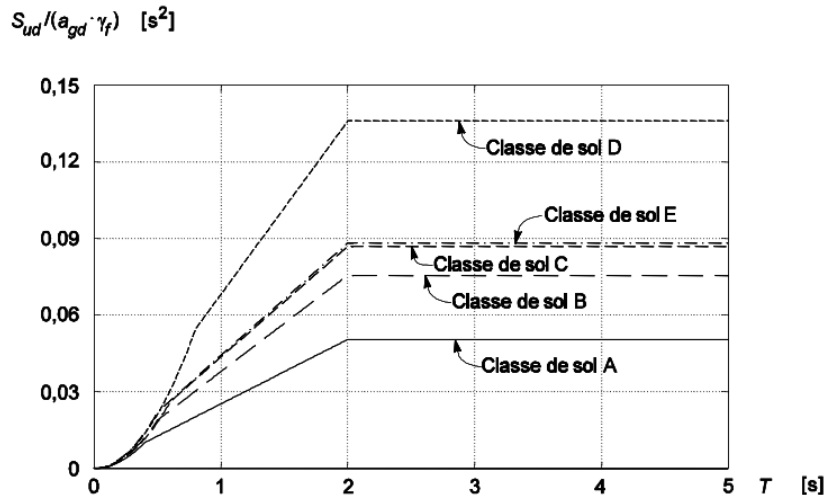


Figura 2.19 Spettri elastici di risposta in spostamento previsti dal documento SIA 2018 per le varie classi di terreni (valori medi per uno smorzamento pari al 5%). [49]

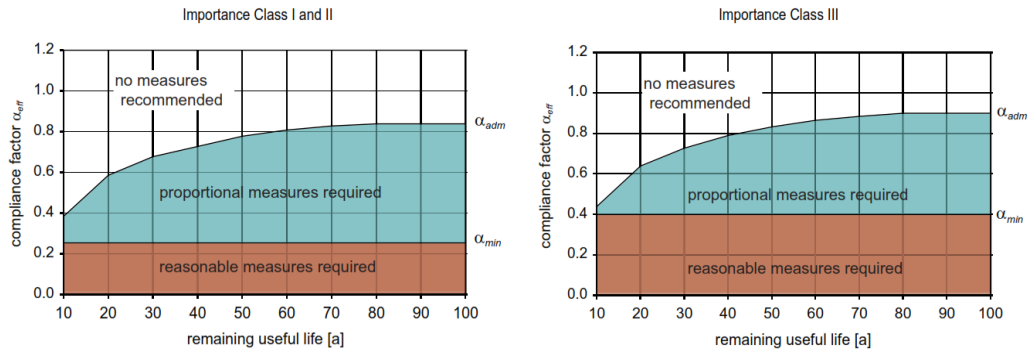
In particolare possono presentarsi differenti casi (cfr. Figura 2.20):

- $\alpha_{eff} \leq \alpha_{min}$  intervento da realizzare se "esigibile";
- $\alpha_{min} \leq \alpha_{eff} \leq \alpha_{adm}$  intervento da realizzare se "proporzionale";
- $\alpha_{eff} \geq \alpha_{adm}$  intervento non raccomandato;
- $\alpha_{eff} \geq 1$  nuove norme sismiche completamente rispettate.

Il *fattore di conformità minimo*  $\alpha_{min}$ , indipendente dalla vita utile rimanente prevista per l'opera, è volto ad assicurare un livello di sicurezza individuale minimo. Questo limite inferiore vale 0.25 o 0.40, rispettivamente nel caso di costruzioni ordinarie (classi d'opera I e II) o strategiche (classe d'opera III). Gli interventi necessari a raggiungere questa soglia minima sono di norma obbligatori ("esigibili").

Il *fattore di conformità ammissibile*  $\alpha_{adm}$ , dipendente dalla vita utile rimanente e dalla classe d'opera, permette di ritenere accettabile per gli edifici esistenti anche un livello di sicurezza sismica inferiore a quello previsto per le opere nuove. Questa considerazione è figlia del fatto che il costo degli interventi di adeguamento necessari per passare da un valore  $\alpha_{eff} \geq \alpha_{adm}$  ad un valore  $\alpha_{eff} = 1$  non risulta praticamente mai giustificato alla luce dei relativi limitati benefici in termini di riduzione del rischio sismico per gli occupanti [50].

<sup>9</sup> Gli spettri elastici in termini di spostamento sono ricavati a partire dai corrispondenti spettri elastici in termini di accelerazione mediante la nota relazione  $S_{De}(T) = S_e(T)/\omega^2$ .



**Figura 2.20** Interventi di adeguamento sismico necessari per edifici di classe d'opera I e II (*sinistra*) e III (*destra*) in funzione del fattore di conformità e della vita utile rimanente. [48]

Come si può intuire, l'aspetto peculiare e fortemente innovativo – molto apprezzato anche all'estero – del documento SIA 2018 è l'introduzione di una procedura standardizzata di valutazione della ragionevolezza economica degli interventi di adeguamento sismico. In tal senso l'efficacia delle misure di adeguamento viene valutata attraverso la quantificazione del cosiddetto *costo di salvataggio*  $RK_M$  (espresso in franchi/vita salvata):

$$RK_M = \frac{SK_M}{\Delta R_M} \quad (4)$$

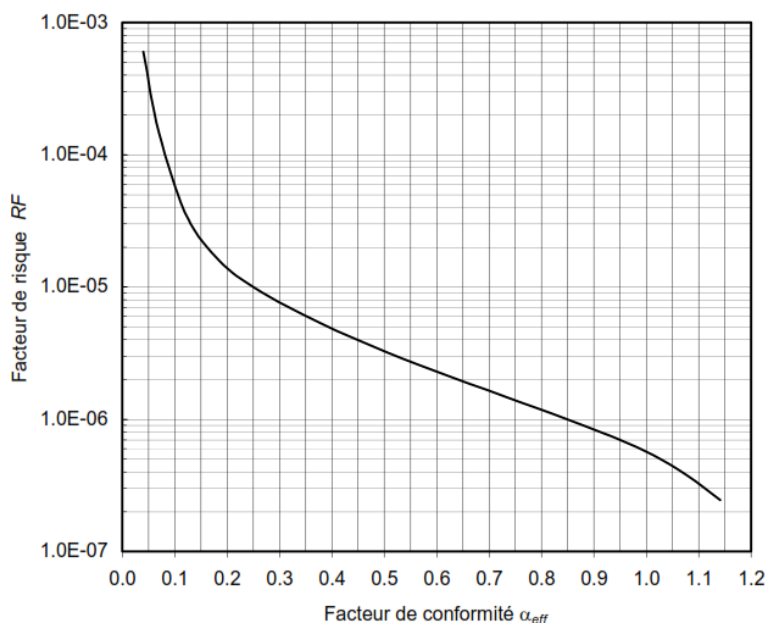
Il termine  $SK_M$  (espresso in franchi/anno) rappresenta l'*ammortamento annuale* del capitale investito  $SIK_M$  per migliorare la sicurezza sismica, calcolato con un tasso di sconto  $DF$  pari al 2% annuo in funzione degli  $n$  anni di vita utile restata prevista per l'edificio:

$$SK_M = DF \cdot SIK_M \quad (5)$$

$$DF = \frac{2\% \cdot (1+2\%)^n}{(1+2\%)^n - 1} \quad (6)$$

Il termine  $\Delta R_M$  (espresso in vite salvate/anno) rappresenta la *riduzione annuale della probabilità collettiva di decesso* all'interno dell'edificio a causa di un evento sismico. Viene valutato come prodotto tra la riduzione annuale della probabilità individuale di decesso  $\Delta RF$  (cfr. grafico di Figura 2.21) e l'equivalente occupazione permanente media annuale  $PB$  dell'edificio (espressa in persone/anno):

$$\Delta R_M = \Delta RF \cdot PB \quad (7)$$



**Figura 2.21** Fattore di rischio RF (probabilità annuale di decesso) in funzione del fattore di conformità  $\alpha_{eff}$  per una persona che soggiorna permanentemente all'interno di un edificio. [49]

Secondo il documento SIA 2018, un intervento di adeguamento sismico è ritenuto "esigibile", ovvero obbligatorio nel caso in cui  $\alpha_{eff} \leq \alpha_{min}$ , se il suo costo di salvataggio non supera i 100 milioni di CHF per vita salvata. In caso contrario sono da prevedere delle opportune limitazioni nella fruizione dell'edificio, come ad esempio un tetto massimo di ingressi. Dal grafico di Figura 2.21 si evince come il fattore di conformità minimo  $\alpha_{min}$  pari a 0.25 o 0.40 corrisponde rispettivamente ad una probabilità individuale annuale di decesso pari a  $10^{-5}$  e  $8^{-6}$ . Appare inoltre evidente dall'inclinazione della curva, come per valori di  $\alpha_{eff}$  minori di 0.20 i costi di salvataggio degli interventi tendono ad essere molto più contenuti rispetto a quanto avviene nel caso di  $\alpha_{eff}$  maggiori.

Un intervento di adeguamento sismico è considerato "proporzionale", ovvero da prevedere nel caso in cui  $\alpha_{min} \leq \alpha_{eff} \leq \alpha_{adm}$ , se il relativo costo non supera i 10 milioni di CHF per vita salvata. In caso contrario ci si accontenta di realizzare solo gli interventi ritenuti proporzionali accettando un valore  $\alpha_{eff} \leq \alpha_{adm}$ . Dalle formule (4) – (7) si può notare come la condizione di "proporzionalità" di un intervento di adeguamento sismico possa essere più facilmente soddisfatta se l'edificio ha un tasso di occupazione ( $PB$ ) elevato, la vita utile restante prevista è relativamente lunga e se viene realizzato all'interno di un quadro di interventi più ampio di ristrutturazione dell'edificio. In quest'ultimo caso molti costi possono infatti essere incorporati da quelli necessari al mero miglioramento della sicurezza sismica ( $SIK_M$ ), in quanto presenti indipendentemente da esso.

Il documento SIA 2018 è stato accolto molto positivamente dai progettisti ed ha dato un forte impulso all'adeguamento sismico del parco immobiliare svizzero, soprattutto

per quanto riguarda gli edifici strategici. A tal riguardo, un'interessante ed esauriente disamina di 27 recenti interventi di adeguamento sismico realizzati in Svizzera con riferimento alle indicazioni del documento SIA 2018 può essere trovata in [48].

Stante il successo del documento, dal 2012 è in corso un processo di revisione volto a convertirlo nella futura norma SIA 269/8, che affiancherà le altre norme della serie SIA 269 relative agli edifici esistenti.<sup>10</sup>

#### 2.4.5 La Fondazione per la Dinamica Strutturale e l'Ingegneria Sismica

In questo clima di fermento, il 17 settembre 2004 nasce ufficialmente la Fondazione per la Dinamica Strutturale e l'Ingegneria Sismica, istituzione che ha il compito di promuovere le competenze pratiche e le attività scientifiche nel campo della dinamica strutturale e sismica.

La Fondazione ha contribuito negli ultimi anni a sensibilizzare in maniera significativa sia i progettisti che le committenze sul tema sismico, in primis attraverso la pubblicazione di alcuni *depliant* informativi molto apprezzati (Figura 2.22). In questi opuscoli, oltre al naturale riferimento a statistiche e normative, si sottolinea l'importanza della stretta collaborazione della figura dell'ingegnere con quella dell'architetto fin dalle prime fasi dell'iter progettuale e si invita il committente a considerare in maniera seria ed attenta la tematica.



**Figura 2.22** *Depliant* informativi pubblicati dalla Fondazione per la Dinamica Strutturale e l'Ingegneria Sismica: (*sinistra*) prima generazione del 2005, (*destra*) riedizione del 2013.

<sup>10</sup> Le norme SIA 269/1–269/7 (ultima revisione: gennaio 2011) rappresentano le norme strutturali svizzere relative agli edifici esistenti. La numerazione della serie riprende la numerazione degli Eurocodici: la SIA 269/8 tratterà quindi l'analisi e l'adeguamento sismico di tale tipologia di edifici. Tra le modifiche più rilevanti del documento SIA 2018, dovrebbe trovar posto l'innalzamento del fattore di conformità minimo  $\alpha_{min}$  per gli edifici scolastici, al momento fissato a 0.25 e ritenuto troppo basso in ragione dell'elevata importanza sociale rivestita dai bambini.

Oltre a delle borse di studio che annualmente vengono messe a disposizione dei giovani ingegneri svizzeri desiderosi di migliorare presso atenei esteri la propria formazione ed esperienza in materia, la Fondazione promuove attivamente la progettazione antisismica degli edifici sia in campo scientifico che professionale mediante l'istituzione di due premi: il "Premio Innovazione in Dinamica Strutturale" ed il "Premio di Architettura ed Ingegneria Sismica".



Figura 2.23 Progetti vincitori delle varie edizioni del "Premio di Architettura ed Ingegneria Sismica".



Il primo viene assegnato con cadenza biennale alle figure capaci di distinguersi per grandi meriti scientifici, il secondo viene conferito con cadenza triennale ai progettisti capaci di declinare correttamente in chiave originale le normative sismiche (Figura 2.23).

L'istituzione di tali premi, affiancata alla continua attività di stimolo svolta dalla Fondazione, ha contribuito negli ultimi anni a creare un inedito e favorevole clima di collaborazione fra ingegneri ed architetti riguardo a questa tematica. In particolare la grande resistenza che gli architetti svizzeri offrivano fino a poco tempo fa in tal senso ha conosciuto una forte attenuazione in quanto una corretta impostazione dell'edificio in chiave antisismica non viene più vista come un mero capriccio strutturale dell'ingegnere, ma come un'opportunità progettuale che può costituire un'interessante sfida ed un conseguente arricchimento del progetto stesso.

## 2.5 Conclusioni

Nel corso degli ultimi vent'anni l'interessamento della Svizzera in materia di progettazione antisismica degli edifici è cresciuto in maniera considerevole. Le ragioni alla base sono molteplici: l'influenza mediatica conseguente alle principali catastrofi naturali verificatesi all'estero, l'evidenziazione per mezzo di alcuni studi mirati dell'esistenza di un rischio sismico nazionale non indifferente, la volontà di adeguamento alla rapida evoluzione scientifica e normativa in materia.

L'incentivazione dei progetti di ricerca e l'ampliamento dell'offerta formativa dei Politecnici di Zurigo e Losanna in tal direzione ha consentito alla Svizzera di disporre di una nuova generazione di progettisti sensibili e tecnicamente preparati ad affrontare la tematica sismica, mentre la promozione di numerosi corsi di aggiornamento professionale ha dato la possibilità anche agli ingegneri meno giovani di adeguarsi ai nuovi standard di progettazione.

La concomitante e continua evoluzione delle normative strutturali SIA ha inoltre permesso alla Svizzera di dotarsi di un apparato normativo ben strutturato ed in linea con uno dei più recenti standard internazionali in materia: l'Eurocodice 8.

L'atteggiamento della Confederazione si è rivelato anche proattivo e pionieristico: il documento SIA 2018 ha infatti introdotto un'innovativa metodologia di valutazione dell'efficacia e della ragionevolezza economica degli interventi di adeguamento sismico degli edifici esistenti che ha avuto una forte considerazione anche all'estero.

Il conseguente impulso progettuale, incentivato anche dalla nascita della Fondazione per la Dinamica Strutturale e l'Ingegneria Sismica, ha consentito agli ingegneri esperti in progettazione sismica di ritagliarsi uno posto non più secondario – ed in rapida espansione – all'interno del panorama della progettazione edilizia elvetica.



## 3. Selezione di recenti realizzazioni

---

### 3.1 Introduzione

Nel corso del primo capitolo sono state brevemente messe in luce alcune delle caratteristiche peculiari e maggiormente evidenti della progettazione strutturale svizzera a partire dagli inizi del XX secolo. Il successivo capitolo ha invece offerto un approfondito spaccato sull'evoluzione della relativa normativa progettuale con riferimento alla sempre più sentita tematica dell'ingegneria sismica. A questo punto si intende quindi operare una sintesi di quanto finora detto andando a descrivere, in termini per ora prevalentemente qualitativi, il comportamento strutturale di una selezione di recenti realizzazioni con particolare *focus* sulla loro risposta sismica, con il fine sia di mettere in luce le importanti ed immediate ripercussioni in tale chiave di alcune caratteristiche tipiche delle costruzioni elvetiche, sia di indagare alcune soluzioni strutturali curiose che si ritengono di sicuro interesse in virtù della loro particolarità e ricercatezza.

Partendo da un'estesa fase iniziale di *pre-screening*<sup>1</sup>, sono stati quindi selezionati otto progetti svizzeri ritenuti particolarmente significativi in base ai seguenti criteri:

- concezione strutturale di alto livello, originale e dotata di interessanti schemi atipici rispetto agli attuali canoni della normale progettazione italiana;
- dimensioni contenute, rappresentative dello standard medio dell'attuale produzione edilizia elvetica;

---

<sup>1</sup> L'attività di *pre-screening* si è focalizzata sulla selezione di recenti realizzazioni svizzere. A tale scopo si sono consultati in maniera sistematica i periodici svizzeri *TEC21*, *Tracés* e *Archi* (riviste specialistiche ufficiali rispettivamente in lingua tedesca, francese ed italiana della SIA, Società svizzera degli Ingegneri e degli Architetti); la rivista svizzera *Werk, Bauen + Wohnen* (periodico ufficiale della FAS, Federazione degli Architetti Svizzeri e della ASAI, Associazione Svizzera degli Architetti d'Interni); importanti riviste internazionali d'architettura quali *A+U*, *Abitare*, *Casabella*, *DETAIL*, *Domus*, *El Croquis*; libri e monografie riguardanti importanti protagonisti dell'attuale ingegneria strutturale svizzera [33] [62] [69] [70] [72] [73]. Alcuni dei progetti inizialmente presi in considerazione, ma scartati in seguito a tale operazione sono stati presentati nel capitolo iniziale.

- anno di progettazione posteriore al 2003, anno in cui sono entrate in vigore le moderne disposizioni in materia di progettazione antisismica.

Accanto a questi tre criteri vincolanti, si sono inoltre affiancati due ulteriori criteri di scelta preferenziali:

- presentazione di progetti con tipologia edilizia sia pubblica che privata;
- selezione di edifici dotati di sistemi sismo-resistenti il più possibile variegati.

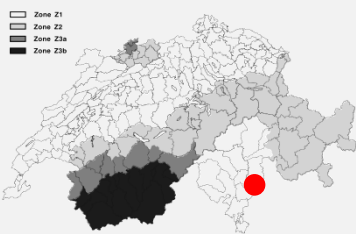
Nella successiva fase di approfondimento si è poi provveduto a contattare i rispettivi studi professionali al fine di acquisire la documentazione di progetto da affiancare al materiale già raccolto proveniente dalle succitate pubblicazioni.<sup>2</sup> Per ogni progetto selezionato è stato quindi possibile operare le considerazioni strutturali qualitative riportate nel prosieguo del capitolo; considerazioni che hanno infine permesso di compiere un'ulteriore scrematura. Sono in tal senso state individuate le strutture il cui comportamento sismico appare potenzialmente più interessante e quindi meritevole di essere oggetto di un'analisi quantitativa, presentata nel capitolo conclusivo.

---


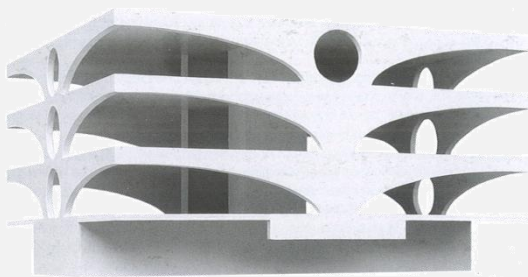

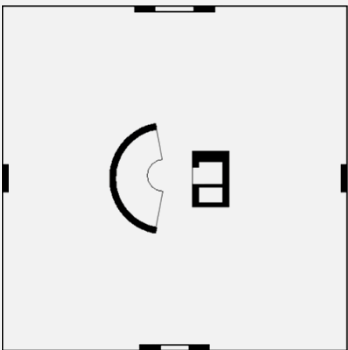
<sup>2</sup> La documentazione progettuale ottenuta si è rivelata più o meno completa a seconda del caso in base alle diverse regole interne vigenti nei singoli studi professionali contattati in merito alla cessione dei piani a terzi.

## 3.2 Progetti selezionati

### 3.2.1 Scuola per l'infanzia a Grono (GR)

	<p><u>Architetto:</u> Raphael Zuber, Coira (GR)</p>	<p><u>Controventatura:</u> struttura mista telaio-pareti in c.a.</p>
	<p><u>Ingegnere:</u> Conzett Bronzini Gartmann AG, Coira (GR)</p>	<p><u>Zona sismica:</u> Z1 (sismicità bassa, <math>a_{gd} = 0,06g</math>)</p>
	<p><u>Comittente:</u> Comune di Grono</p>	<p><u>Classe d'uso:</u> II</p>
	<p><u>Località:</u> Grono, Canton Grigioni (GR)</p>	<p><u>Categoria suolo:</u> C</p>
	<p><u>Date:</u> concorso 2007; realizzazione 2008-2011</p>	<p><u>Fattore di struttura:</u> <math>q = 2</math> (struttura non duttile)</p>

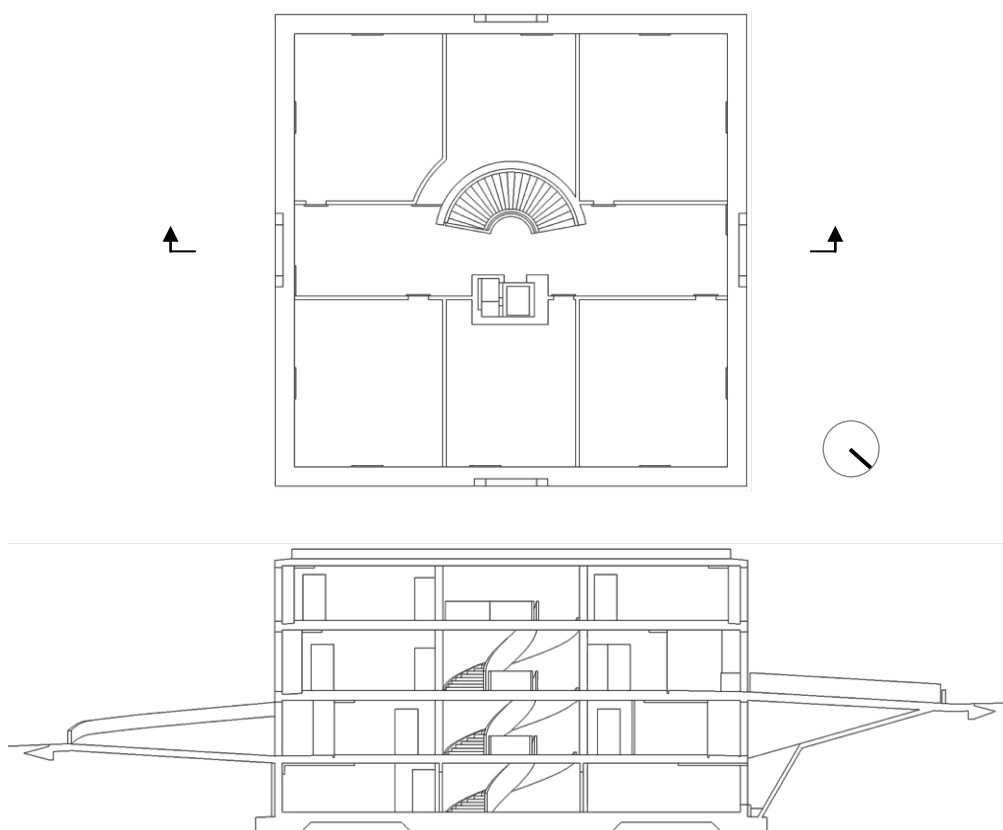
  

	
<p><i>Vista esterna complessiva</i></p>	<p><i>Modello struttura</i></p>
	
<p><i>Fase di cantiere: struttura grezza</i></p>	<p><i>Pianta strutturale</i></p>

L'edificio che ospita l'asilo e la scuola elementare del comune di Grono (GR) si è aggiudicato il *Premio di Architettura ed Ingegneria Sismica 2012* promosso dalla Fondazione per la Dinamica Strutturale e l'Ingegneria Sismica. Il rapporto della giuria in tal senso recita:

*"Il nuovo edificio scolastico di Grono costituisce la prova lampante che la progettazione antisismica e l'eleganza sono perfettamente compatibili e possono quindi andare mano nella mano. Nell'ambito di una collaborazione molto stretta gli architetti e gli ingegneri hanno realizzato una costruzione che esprime la sua particolarità proprio nella simbiosi delle loro opere". [51]*

Il concetto architettonico dell'edificio è infatti strettamente legato a quello strutturale ed è il risultato di una fruttuosa collaborazione tra le rispettive figure professionali già dalle fasi iniziali di concorso. L'impianto strutturale è stato concepito per rispondere ad una ben precisa esigenza specificata dal bando di concorso: garantire un'elevata flessibilità di utilizzo degli spazi interni. Si è in tal senso limitata il più possibile la presenza in pianta di elementi portanti, liberando ampi spazi interni divisi solamente da pareti in laterizio non portante. L'edificio consta di tre piani fuori terra<sup>3</sup> a pianta quadrata 25 x 25 m circa e di un piano interrato a pianta rettangolare (Figura 3.1); le altezze di interpiano risultano rispettivamente di circa 3.5 e 3 m.



**Figura 3.1** Pianta del secondo piano e sezione lungo il corridoio.

L'intera struttura è lasciata a vista ed è realizzata in calcestruzzo armato pigmentato mediante aggiunta nella miscela di additivo colorante giallo (3%) ed ossido di ferro (0,6%), in modo da ottenere un colore simile alla terra della zona. A detta dello stesso architetto Zuber, in questo caso *"la struttura portante costituisce simultaneamente l'elemento strutturale, funzionale ed estetico"*. [51] Ne consegue un'elevata cura e studio dei dettagli costruttivi della struttura (Figura 3.2).

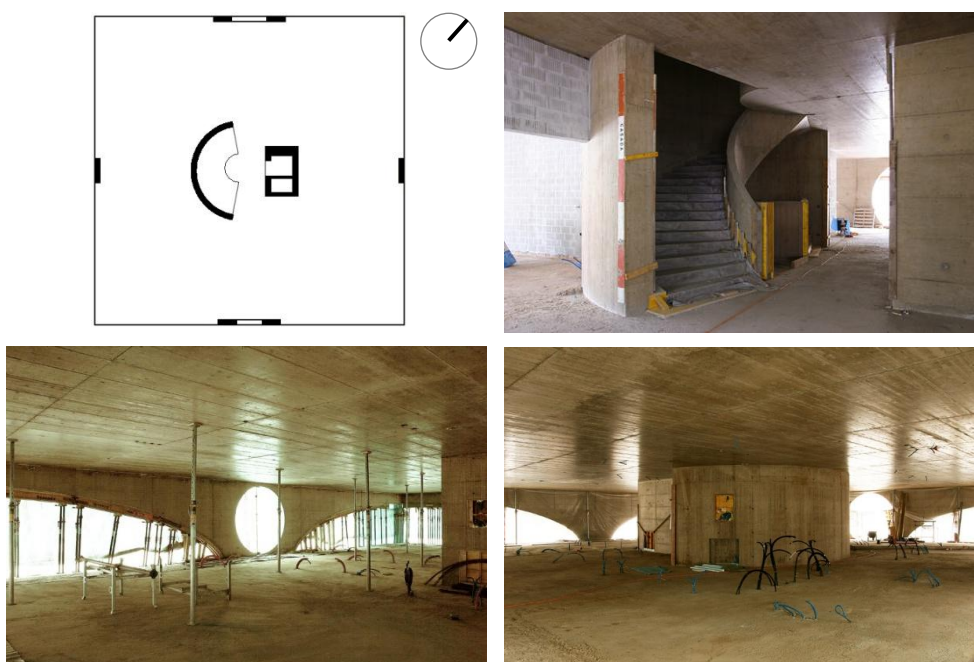
<sup>3</sup> Nell'ottica di un futuro ampliamento delle classi o della necessità di nuovi spazi pubblici comunali, la struttura è stata progettata tenendo conto di un'eventuale aggiunta di un ulteriore quarto piano fuori terra.



**Figura 3.2** Scala interna semicircolare: cura del dettaglio strutturale.

Le fondazioni sono su due livelli: una parte ribassata formata dal cassone rigido parallelepipedo del locale interrato ed una parte a quota terreno formata da una platea e da due travi rovesce poste al di sotto di due dei quattro elementi portanti perimetrali (gli altri due poggiano sulle pareti del locale interrato).

Le elevazioni sono costituite da una parete interna curva che ospita una scala semicircolare, da un nucleo centrale che ospita l'ascensore e dai quattro elementi di facciata (Figura 3.3). Le solette sono delle piastre in calcestruzzo armato spesse 36 cm, non sono precomprese e superano gli 11 m di luce.



**Figura 3.3** Pianta strutturale tipo e struttura in fase di cantiere.

Ognuno dei quattro elementi strutturali perimetrali (Figura 3.4) è costituito da due mensole che convergono su di un appoggio centrale che alle volte risulta bucato per esigenze funzionali (presenza delle due porte d'ingresso ed illuminazione degli ambienti). A seconda della presenza o meno di tali fori, questi appoggi si configurano rispettivamente o come una coppia di pilasti o come un setto.

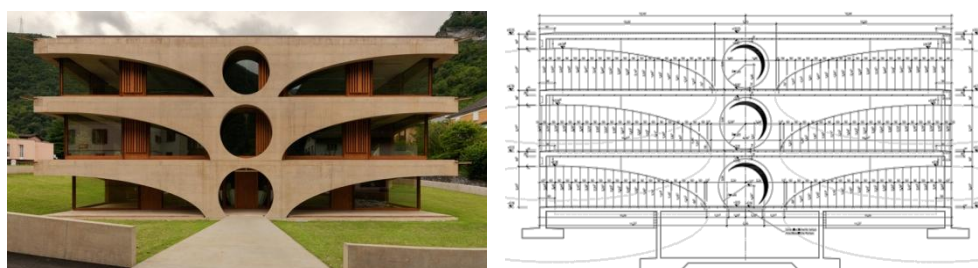


Figura 3.4 Facciata sud-est: foto e relativo piano casseri.

La forma delle mensole deriva da un preciso ragionamento statico (Figura 3.5) e segue la forma di un'ellisse, la cui posizione è di poco traslata piano per piano a seconda della lieve variazione dell'altezza d'interpiano e della larghezza degli appoggi centrali. La presenza dei fori all'interno dell'appoggio centrale non incide la statica della facciata in quanto grazie alla particolare conformazione delle mensole tale zona risulta poco sollecitata poiché l'andamento delle tensioni di compressione tende a seguire il lembo inferiore delle mensole, aggirando tali bucatore. L'aspetto esterno è così ridotto tramite un'operazione di sottrazione alle parti strettamente necessarie ad assolvere un ruolo portante.

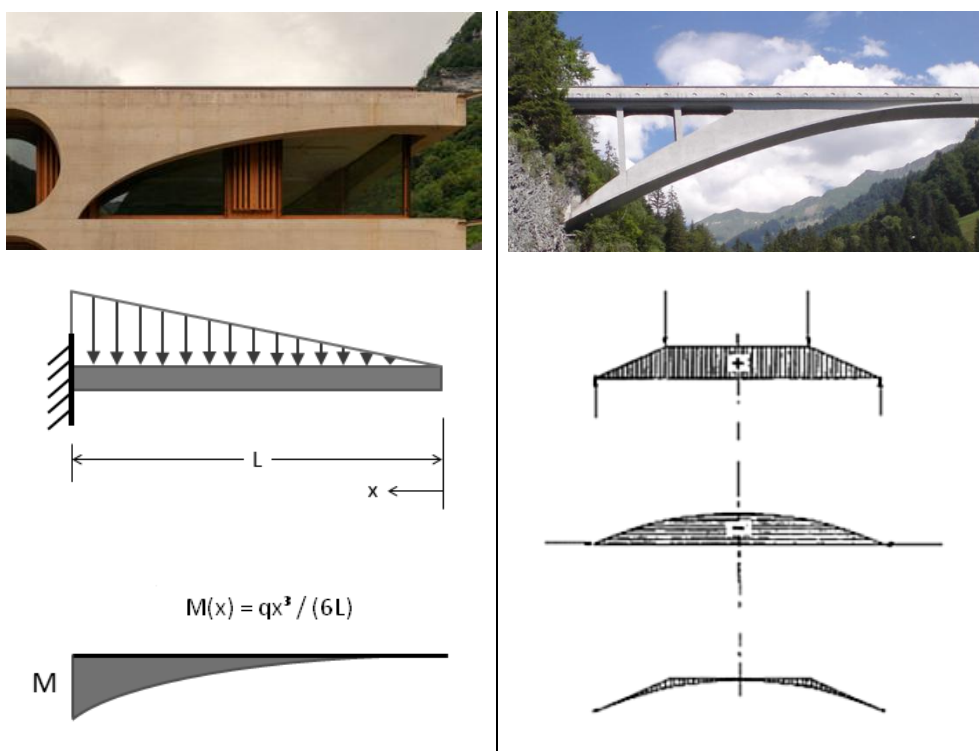
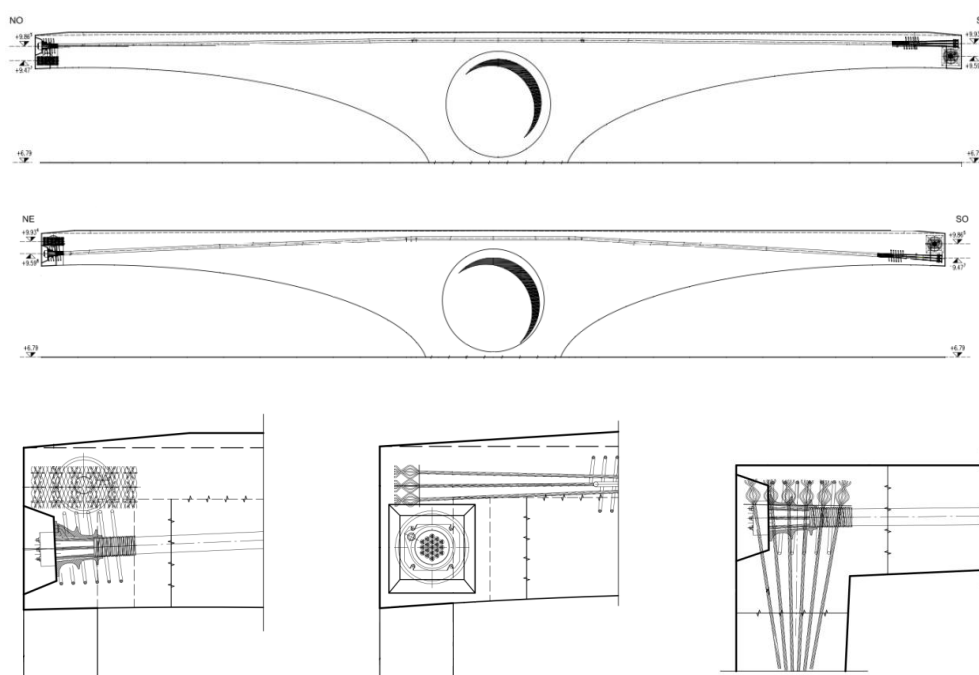


Figura 3.5 Concezione della forma degli elementi a mensola perimetrali. La forma ellittica di questi elementi (a sinistra) approssima molto bene il diagramma del momento flettente di una mensola con carico triangolare (parabola cubica) in modo da garantire una tensione teorica costante a livello dell'armatura superiore ed un andamento del puntone inferiore che segue l'intradosso della mensola, annullando il taglio efficace agente. Nonostante il diverso schema statico, si può cogliere in questo *modus operandi* un'analogia operativa con quanto fatto da Robert Maillart per la concezione del ponte Salginatobel (a destra), in cui lo spessore dell'arco è maggiore a  $1/3$  e a  $2/3$  per coprire l'incremento di momento dovuto alla presenza dei carichi variabili concentrati.



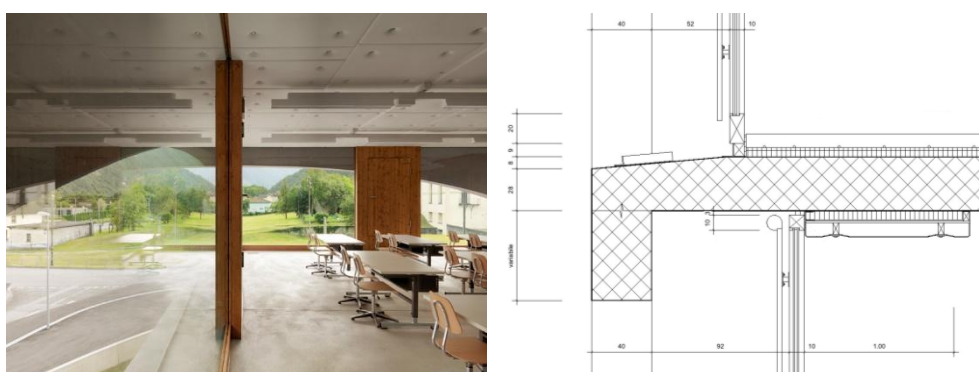
Al fine di evitare la fessurazione delle mensole e compensare l'abbassamento degli spigoli a sbalzo delle solette, ogni facciata è stata precompressa mediante il sistema Freyssinet 16T15S (1 cavo con 16 trefoli di  $150 \text{ mm}^2$ ). La messa in tiro si è svolta in due fasi: 30% dopo 5 giorni dal getto ( $P_{30\%}=937 \text{ kN}$ ) e 100% dopo 28 giorni ( $P_0=3125 \text{ kN}$ ). Il tiro è stato scelto in modo da ottenere una sezione interamente compressa lungo l'intera lunghezza dell'elemento. Il funzionamento statico delle mensole è paragonabile a quello di una metà di arco: la compressione in chiave al posto di essere fornita dalla forza di contrasto della chiave di volta, è data dal tiro dei cavi. Al completamento della messa in tiro si è così ottenuto un sollevamento degli spigoli di circa 5 cm, il che ha permesso di compensare interamente i rispettivi abbassamenti a lungo termine. Per ogni elemento di facciata una testa di ancoraggio risulta mobile mentre l'altra è fissa. Al fine di risolvere il problema dell'interferenza delle teste di ancoraggio delle mensole ortogonali, su due facciate i cavi hanno tracciato pressoché rettilineo, mentre per le altre due ortogonali a queste il tracciato del cavo risulta curvilineo in modo tale da permettere di alloggiare le teste di ancoraggio al di sotto di quelle a loro ortogonali (Figura 3.6). Per l'alloggiamento di tali teste lo spessore degli elementi di facciata nelle zone di estremità passa gradualmente dai 40 cm ai 60 cm, mentre l'altezza della sezione in testa è di 88 cm. L'impostazione delle facciate, grazie all'assenza di elementi strutturali in corrispondenza degli spigoli, riduce inoltre notevolmente le tensioni prodotte dagli accorciamenti delle solette dovuti alla precompressione, al ritiro e all'azione termica; che possono quindi svilupparsi quasi liberamente.



**Figura 3.6** *In alto*: andamento cavo precompressione facciata nord-est. *In mezzo*: andamento cavo precompressione facciata sud-est. *In basso*: viste e pianta del dettaglio degli ancoraggi alle estremità.

Per quanto riguarda l'isolamento termico, il problema è stato risolto combinando degli elementi isolanti all'intradosso ed all'estradosso delle solette: in questo modo non è stato necessario realizzare dei giunti termici a livello della struttura, che risulta pertanto monolitica. In particolare la soletta di copertura risulta isolata a soffitto, mentre le due solette sottostanti dispongono di uno strato di isolamento a pavimento con un'ulteriore fascia perimetrale di isolante applicata all'intradosso (Figura 3.7).

Gli impianti elettrico ed idraulico sono annegati nei getti delle solette, mentre l'impianto di riscaldamento a pavimento trova posto nel massetto. Date le luci delle solette è stato inoltre necessario ricorrere ad un'opportuna armatura a punzonamento in corrispondenza degli spigoli e delle teste delle pareti interne.



**Figura 3.7** Isolamento termico: foto degli elementi isolanti applicati al soffitto del secondo piano e sezione di dettaglio relativa alla soletta sopra il primo piano.

Andando ad analizzare il comportamento nei confronti dell'azione sismica, la struttura appare in generale ben progettata. Sono innanzitutto rispettate le condizioni di regolarità tanto in pianta (pianta quadrata compatta, eccentricità tra centro di massa e di rigidezza contenuta, assenza di fori importanti e sporgenze, orizzontamenti rigidi nel piano) quanto in elevazione (elementi resistenti verticali continui lungo tutta l'altezza, masse e rigidità di piano praticamente costanti). La struttura controventata è iperstatica e la risposta sismica, data l'elevata regolarità, si configura intuitiva: in direzione della maggiore inerzia delle pareti interne si ha un sistema a setti, mentre nella direzione ortogonale la risposta è affidata in parte alle pareti interne in parte ai telai che vengono a formarsi attorno ai fori circolari delle facciate. Complessivamente, la disposizione e le dimensioni degli elementi sismo-resistenti appaiono adeguate ad assorbire la sollecitazione sismica, che in questa regione non si rivela particolarmente severa.

La struttura, come avviene frequentemente in Svizzera, è stata concepita come non duttile ( $q=2$ ), il che rende superfluo il controllo della duttilità in curvatura delle sezioni ed il rispetto dei particolari costruttivi d'armatura nelle zone critiche. Non essendo quindi necessario garantire un'elevata duttilità alle sezioni ma unicamente la loro resistenza, l'elevato sforzo assiale che si scarica con ogni probabilità in

corrispondenza degli appoggi delle facciate bucate (elementi maggiormente critici) può in tal senso essere a priori ammesso.

Appare inoltre significativo evidenziare a questo punto come la prassi elvetica di adottare sistematicamente solette piene in c.a. con spessori significativi a causa anche dell'annegamento delle componenti impiantistiche in getto porti inevitabilmente a delle masse sismiche elevate; fatto che in parte tende a limare il vantaggio di partire da modesti valori di accelerazione sismica di riferimento.<sup>4</sup> Non va tuttavia dimenticato anche il risvolto positivo di una simile prassi costruttiva: le solette piene in c.a., a meno di importanti bucatore, permettono di soddisfare molto bene l'ipotesi di piano infinitamente rigido, consentendo un'adeguata ripartizione del tagliante sismico di piano a livello degli elementi sismo-resistenti verticali. Infatti lo spessore e l'armatura minima presente in ogni caso in tali elementi per esigenze di fessurazione, rende il loro funzionamento a lastra in condizioni sismiche il più delle volte automaticamente verificato.

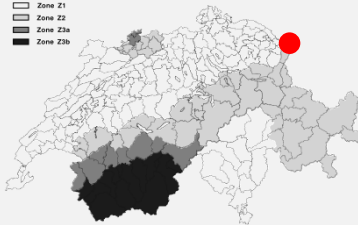
---

<sup>4</sup> In questo caso particolarmente significativo, in cui la soletta strutturale risulta di 36 cm con altri 9 cm di massetto per l'alloggiamento del sistema di riscaldamento a pavimento, il rapporto tra peso sismico di piano (comprensivo di solaio, pareti, tramezzi ed aliquota del carico variabile) e la superficie dell'impalcato risulta di circa 17 kN/m<sup>2</sup>. Nell'ordinaria edilizia svizzera lo schema strutturale a solette piene porta usualmente a dei pesi unitari di riferimento in condizioni sismiche che usualmente variano dai 12 ai 15 kN/m<sup>2</sup>.

Per avere un ordine di grandezza utile ad operare un confronto, in Italia (in cui le luci risultano mediamente minori e vengono spesso adottati solai con elementi di alleggerimento) per gli ordinari edifici a struttura intelaiata in c.a. questo valore è quasi sempre compreso tra 8 ed 11 kN/m<sup>2</sup>, in cui il limite superiore corrisponde ad edifici dimensionati con una certa abbondanza o dotati di tamponature particolarmente pesanti [82].

Appare quindi evidente che le ripercussioni in termini di massa sismica delle due diverse prassi costruttive risulta non secondaria, in quanto si può arrivare a delle differenze particolarmente significative che mediamente si assestano nell'ordine del 40%.

### 3.2.2 Scuola per l'infanzia a Buechen/Thal (SG)



Architetto: Angela Deuber, Coira (GR)

Ingegnere: Conzett Bronzini Gartmann AG, Coira (GR)

Comittente: Comuni di Buechen e di Thal

Località: Buechen/Thal, Canton San Gallo (SG)

Date: concorso 2010; realizzazione 2010-2013


Controventatura: struttura a pareti in c.a.

Zona sismica: Z1 (sismicità bassa,  $a_{gd} = 0,06g$ )

Classe d'uso: II

Categoria suolo: A


Fattore di struttura:  $q = 2$  (struttura non duttile)



*Vista esterna complessiva*



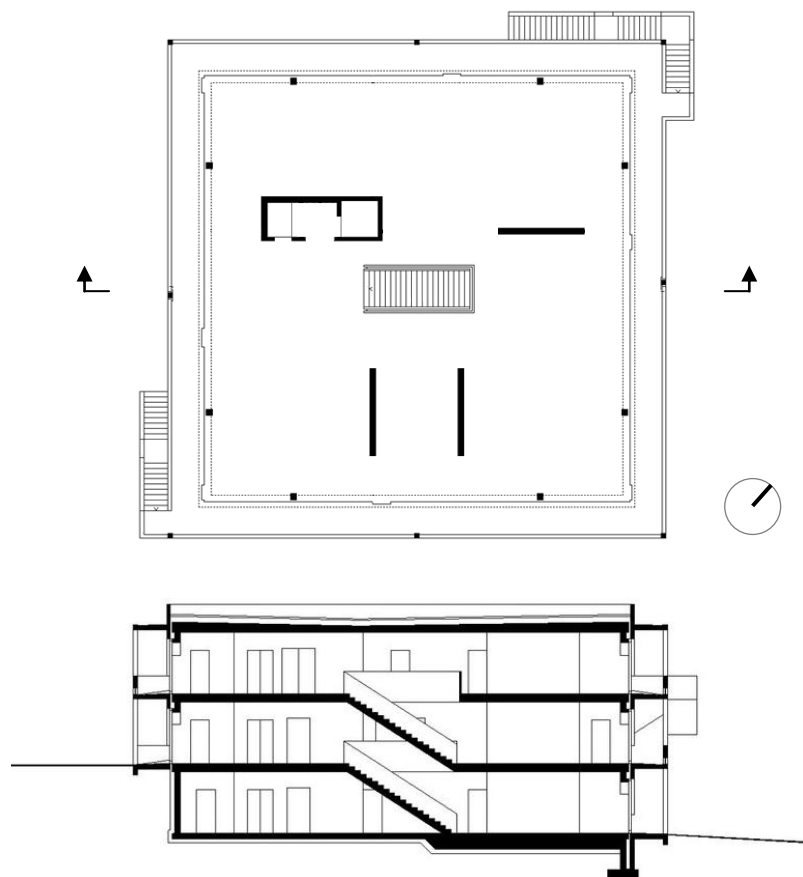
*Modello struttura*



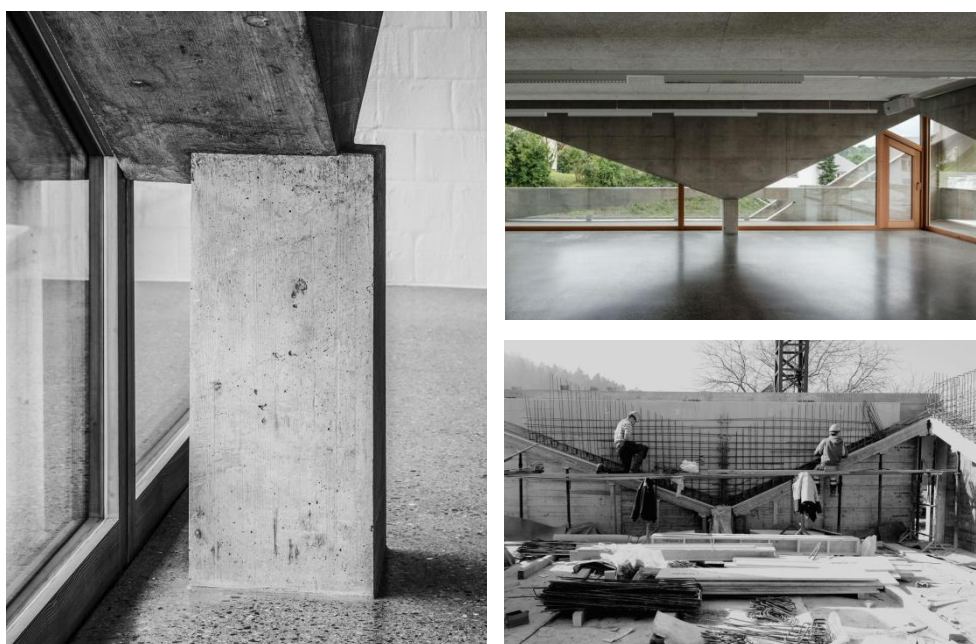
*Fase di cantiere: struttura grezza*

Con la scuola di Thal, l'architetto Angela Deuber ha vinto il premio d'architettura internazionale *arcVision Prize - Women and Architecture 2015*, istituito dal gruppo Italcementi. L'edificio ospita sia un asilo che una scuola elementare e anche in questo caso struttura ed architettura si fondono assieme costituendo un *unicum*.

La pianta è composta da una soletta interna quadrata di lato 22 m e dalla rispettiva cornice esterna larga 1.80 m che realizza un ballatoio con annesse le scale esterne di emergenza (Figura 3.8). Il piano terra è parzialmente interrato, mentre l'interpiano è di circa 3.40 m per i tutti e tre i piani. La configurazione degli elementi strutturali consente di disporre di una notevole libertà nell'utilizzo degli spazi, che sono individuati in parte dalla struttura stessa, in parte alla disposizione di elementi di tramezzatura in laterizio non portante.

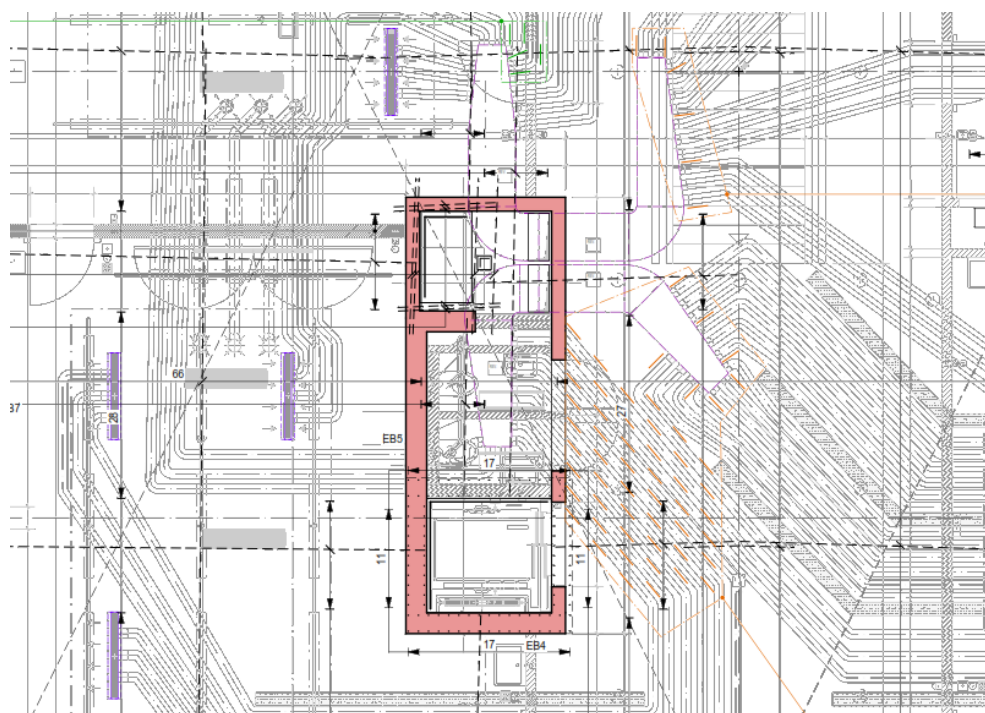


**Figura 3.8** Pianta strutturale tipo e sezione lungo la scala interna.



**Figura 3.9** Elemento strutturale di facciata. *A sinistra*: particolare d'appoggio dell'architrave triangolare sul pilastro tozzo. *A destra in alto*: vista interna dell'elemento realizzato. *A destra in basso*: disposizione della rispettiva armatura durante una fase di cantiere.

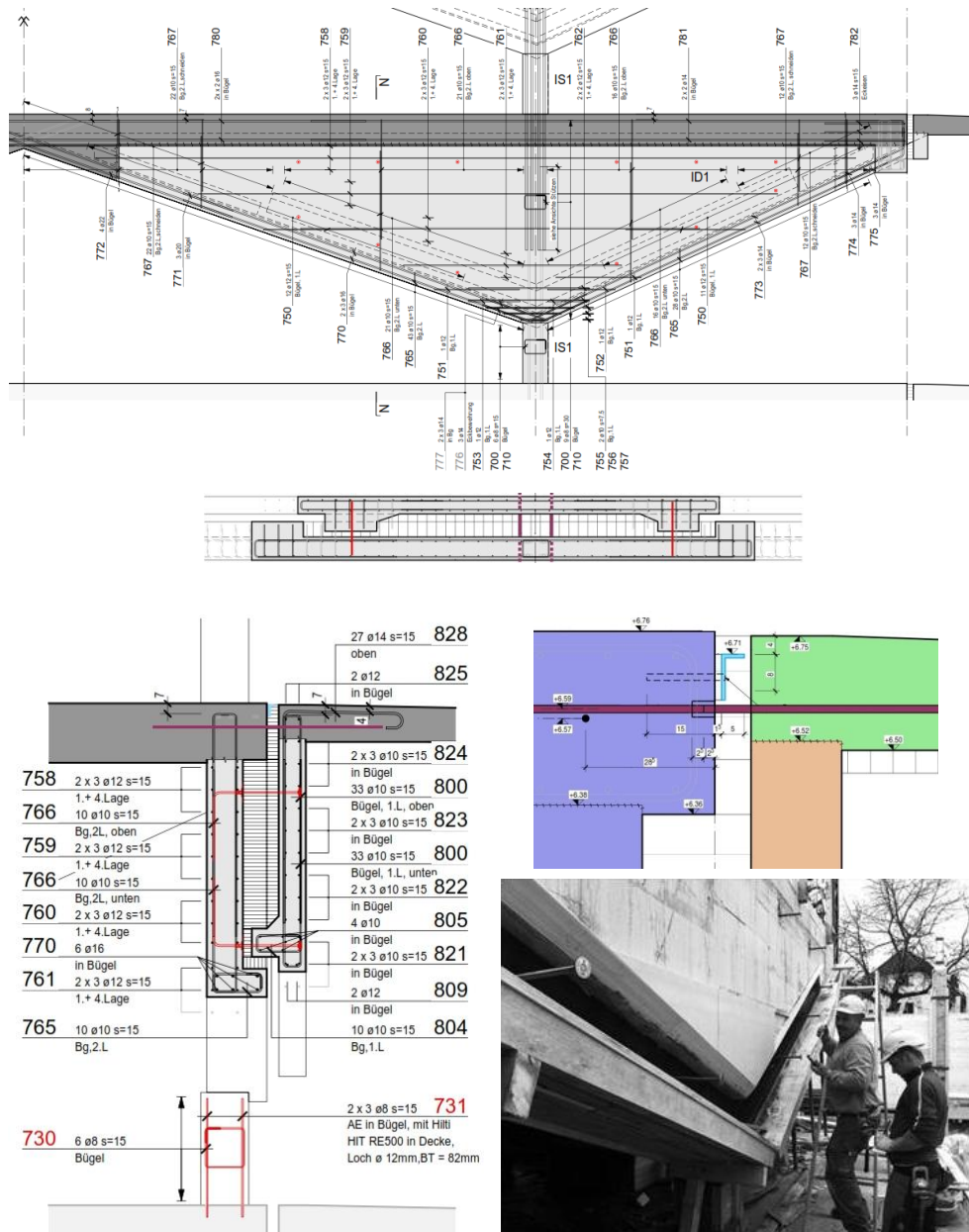
La struttura è interamente realizzata in calcestruzzo armato ed è fondata su di una platea nervata. Le elevazioni interne sono costituite da tre pareti 30x450, da un nucleo centrale a C e da otto elementi di facciata ognuno costituito da un'importante architrave triangolare che poggia su di un pilastro tozzo (Figura 3.9). Le solette interne sono realizzate mediante getto pieno in calcestruzzo armato ed hanno una luce massima di 8.50 m. Dovendo ospitare le canalizzazioni relative agli impianti elettrico, idraulico e di ventilazione (Figura 3.10), il loro spessore risulta non trascurabile: costante e pari a 40 cm per le solette del piano terra e del primo piano, variabile dai 33 ai 50 cm per quella di copertura.



**Figura 3.10** Canalizzazioni impiantistiche in getto relative alla soletta di copertura nell'intorno del nucleo centrale. Riportate in arancione e in verde sul piano sono visibili le staffe che realizzano l'armatura a taglio nelle zone più critiche.

La soletta esterna è anch'essa piena con uno spessore variabile dai 25 ai 21 cm e risulta indipendente per ragioni termiche da quella interna. Questa soletta appoggia lungo il lato esterno sui pilastri perimetrali, mentre lungo quello interno è ancorata agli elementi triangolari e alla soletta interna mediante degli spinotti che attraversano l'isolante (Figura 3.11). Gli architravi triangolari sono in tal senso realizzati mediante un'originale soluzione costruttiva a *sandwich* gettata in opera: un primo elemento triangolare esterno, solidale alla soletta esterna, è ancorato mediante degli spinotti al corrispettivo elemento triangolare interno. Uno strato isolante è interposto tra questi due elementi e lungo la sporgenza inferiore offre l'appoggio al sovraccitato elemento esterno, nonché riprende la compressione orizzontale generata dal momento negativo. Il lato superiore degli infissi trova alloggio all'interno di una nicchia

ricavata lungo il lato inferiore dell'interfaccia tra i due elementi di calcestruzzo. I serramenti appoggiano poi inferiormente su dei profili metallici ad L ancorati alla soletta interna e posti nello spessore dell'isolante.



**Figura 3.11** Appoggio soletta esterna sugli elementi triangolari e risoluzione del problema termico. *In alto*: vista interna di un elemento triangolare con relativa sezione orizzontale. *In basso a sinistra*: sezione verticale dell'elemento. Sono visibili in rosso ed in viola gli spinotti passanti, mentre l'isolante è retinato. *In mezzo a destra*: particolare dello spinotto passante tra soletta e soletta e del profilo ad L di appoggio dei serramenti. *In basso a destra*: foto di cantiere di montaggio della cassetta della sporgenza inferiore dell'elemento triangolare esterno con relativi spinotti di ancoraggio all'elemento interno.

L'edificio non appare concepito in maniera ottimale dal punto di vista della risposta alle sollecitazioni orizzontali, probabilmente anche in virtù della scarsa sismicità del sito su cui sorge. In primo luogo la disposizione delle pareti non risulta ideale: per

sollecitazioni parallele al lato lungo del nucleo, l'equilibrio di piano richiede infatti lo sviluppo di una coppia torcente offerta dalle due pareti ortogonali. In caso di sisma i pilastri tozzi di facciata potrebbero quindi essere soggetti a delle deformazioni non trascurabili con conseguenti rotture fragili a taglio. Un altro elemento che sembra problematico è il complesso sistema di appoggio della soletta esterna su quella interna, precedentemente descritto. Le rigide scale di emergenza esterne risultano un ulteriore elemento di irregolarità in pianta, mentre i parapetti dei ballatoi perimetrali risultano facilmente danneggiabili ed inoltre riducono l'altezza libera dei pilastri esterni (Figura 3.12).



**Figura 3.12** A sinistra: scala esterna lato nord e parapetti dei ballatoi. A destra: scala interna.

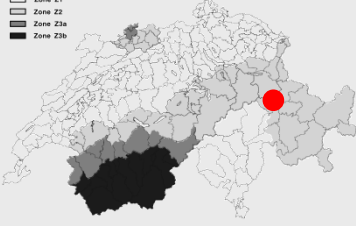
Gli spessori delle solette – e la conseguente armatura minima non trascurabile comunque presente ovunque per esigenze di fessurazione – rendono non problematico il loro comportamento a lastra anche in presenza di canalizzazioni impiantistiche. La configurazione delle solette interne appare inoltre ottimale, in quanto compatta e con un solo foro collocato in posizione centrale che ospita la scala (Figura 3.12). Gli impalcati possono quindi considerarsi perfettamente rigidi nel piano, come del resto accade per la maggioranza degli edifici svizzeri.

In elevazione la struttura si rivela regolare in quanto tutte le pareti si estendono dalla platea di fondazione alla copertura, le masse e le rigidità di piano sono costanti e non vi sono restringimenti degli orizzontamenti.




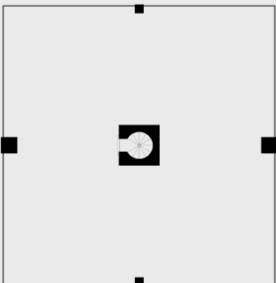
In definitiva la struttura sismo-resistente è costituita dalle pareti interne, mentre i pilastri sono progettati come elementi secondari. Tuttavia, mentre le pareti appaiono sufficienti ad assorbire la sollecitazione sismica di progetto, gli elementi di facciata potrebbero manifestare delle rotture fragili locali (a livello degli spinotti o dei pilastri tozzi) per cercare di assecondare le conseguenti deformazioni della struttura, tenendo anche conto che non è da escludere un significativo comportamento torcente. Infine, data l'assenza dei dettagli d'armatura relativi alle zone critiche delle pareti sismo-resistenti previsti dalla norma SIA 262, la struttura è stata evidentemente concepita come non dissipativa, quindi con un fattore di struttura pari a  $q=2$ .



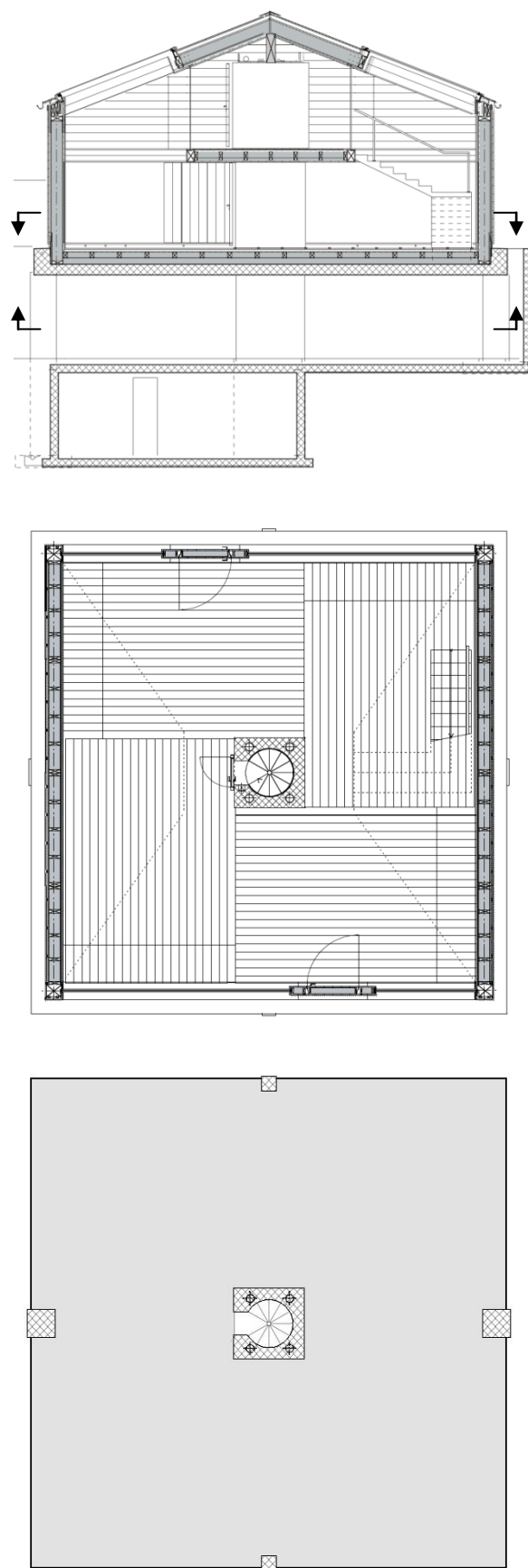
## 3.2.3 Ufficio a Flims (GR)

	<u>Architetto:</u> Valerio Olgiati, Flims (GR)	<u>Controventatura:</u> struttura mista in c.a.+telaio in legno
	<u>Ingegnere:</u> Conzett Bronzini Gartmann AG, Coira (GR)	<u>Zona sismica:</u> Z2 (sismicità media, $a_{gd} = 0,10g$ )
	<u>Comittente:</u> Valerio Olgiati	<u>Classe d'uso:</u> I
	<u>Località:</u> Flims, Cantone dei Grigioni (GR)	<u>Categoria suolo:</u> C
	<u>Date:</u> progetto 2003-2007; realizzazione 2007-2008	<u>Fattore di struttura:</u> $q = 2$ (struttura non duttile)

 <p><i>Vista esterna complessiva</i></p>	 <p><i>Pilastro e stacco perimetrale soletta in c.a. al PT</i></p>
 <p><i>IP: struttura lignea e nucleo in c.a.</i></p>	 <p><i>Pianta struttura in c.a. al PT</i></p>

La caratteristica più evidente dell'ufficio che Valerio Olgiati ha realizzato per sé nella cittadina montana di Flims (altitudine 1070 m s.l.m.) è senza dubbio l'originale concetto architettonico dalle forti ripercussioni strutturali: un volume continuo ligneo con copertura a due falde – che richiama l'iconografia tradizionale della stalla montana preesistente e che ospita lo studio del noto architetto con annesso soppalco – è sorretto al piano terreno da una struttura minimale e discreta, realizzata in calcestruzzo armato pigmentato e lasciato facciavista (Figura 3.13). L'effetto complessivo che nasce dal contrasto tra le due parti è molto forte e viene solo in parte attenuato attraverso l'uso del colore nero.



**Figura 3.13** Dall'alto verso il basso: sezione, pianta studio al 1P, pianta garage al PT.

L'edificio è a pianta quadrata con lato di circa 11.5 m. L'altezza d'interpiano è pari a 2.3 m e 2.5 m per il piano interrato ed il piano terra rispettivamente; mentre il volume in legno soprastante ha un'altezza al colmo di circa 6 m.

La fondazione è a platea in calcestruzzo armato ed realizzata su due diversi livelli a causa della presenza del locale interrato (in cui trovano posto l'archivio ed un magazzino) che realizza un cassone rigido ed occupa in pianta un quarto decentrato del quadrato relativo alla pianta soprastante.

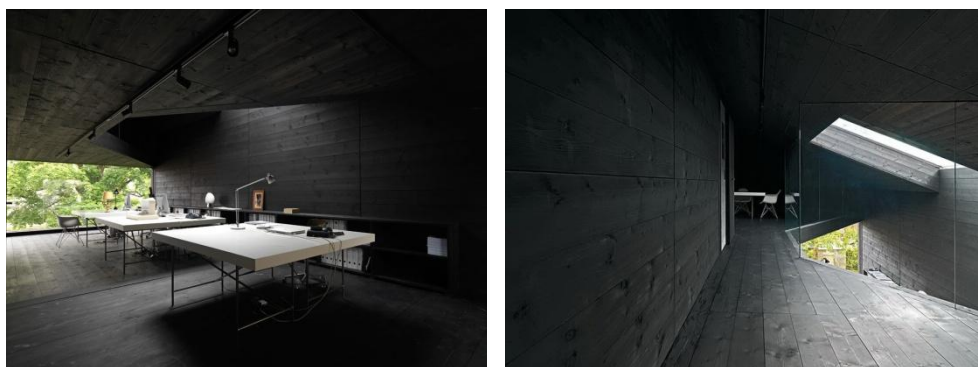
La presenza della struttura al piano terra (Figura 3.14), adibito a garage, è limitata a quattro pilastri di bordo (due di dimensioni 33x33 e due 66x66) e ad un nucleo a C centrale (dimensione 165x165) che, ospitando una scala a chiocciola di collegamento, è l'unico elemento strutturale continuo che si estende dal piano interrato fino al soppalco dello studio.



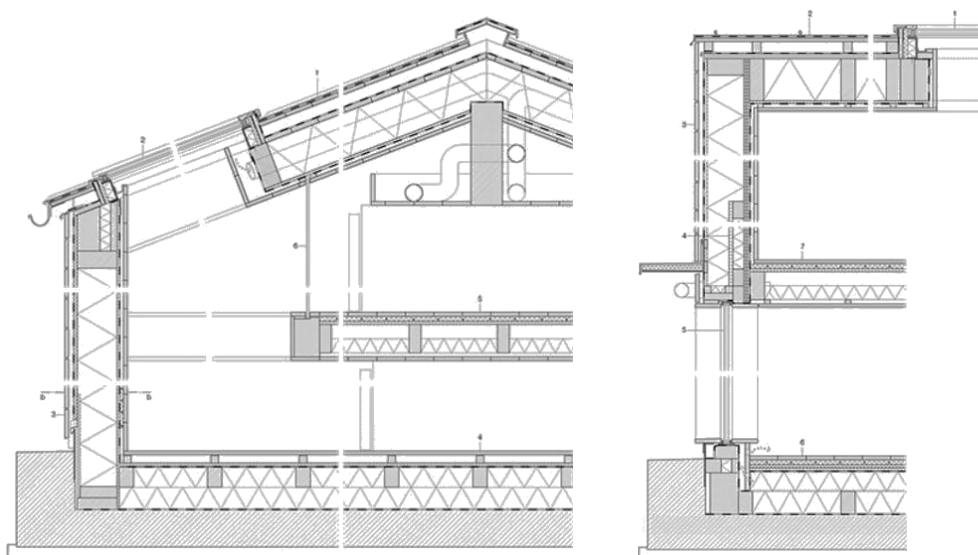
**Figura 3.14** Struttura in c.a. del PT: nucleo, pilastri di bordo e soletta in c.a.p. staccata dalla parete.

L'interfaccia tra la struttura discontinua in c.a. e l'organico volume ligneo soprastante è realizzata da una soletta di 26 cm in calcestruzzo armato con cordolo perimetrale di 65 cm. Il progettista ha fatto ricorso alla precompressione in modo da limitarne il più possibile lo spessore e migliorarne il comportamento a servizio. Gli appoggi sono infatti offerti solamente dai quattro pilastri di bordo e dal nucleo centrale, in quanto è presente uno stacco di circa 30 cm tra la soletta e la parete perimetrale contro terra presente su due lati del piano terra. Le canalizzazioni impiantistiche, ad eccezione dei tubi sanitari e di aerazione annegati nel nucleo centrale, non interessano i getti della struttura in c.a., in quanto sono ospitate, insieme allo strato di isolamento termico, all'interno dello spazio tecnico ricavato tra la soletta ed il pavimento finito dello studio.

Il soprastante studio (Figura 3.15 e Figura 3.16) è caratterizzato da un *open space* chiuso su due lati da delle pareti in pannelli intelaiati in legno d'abete e sui restanti due da delle ampie vetrate. La copertura a due falde è anch'essa in legno ed è realizzata per mezzo di travetti poggiati da un lato sui montanti delle pareti e dall'altro su di una trave di colmo adagiata sul nucleo centrale in calcestruzzo armato. Due lucernari rettangolari consentono di illuminare il sottostante studio. L'impalcato del soppalco (che ospita la sala riunioni ed il bagno) ha una struttura a travi in legno che, data la conformazione, poggiano in parte sul nucleo in c.a. e in parte sui quattro montanti delle pareti collocati negli spigoli della pianta.



**Figura 3.15** Studio. A sinistra: *open space* al 1P. A destra: soppalco. Si noti ancora una volta come le pannellature continue in legno sia a livello delle elevazioni sia a livello degli orizzontamenti richiamino in qualche modo l'estetica del calcestruzzo armato facciavista.



**Figura 3.16** Sezioni verticali di dettaglio dello studio. A sinistra: sezione relativa ai lati con parete piena. A destra: sezione relativa ai lati vetrati.

Considerando il comportamento nei confronti delle azioni sismiche, l'intera struttura appare regolare in pianta. Tuttavia, nonostante l'eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza dei diversi livelli appaia molto contenuta, l'eccentricità accidentale dovuta ai carichi e la scarsa rigidezza torsionale della struttura al piano terra non consente di escludere una risposta torsionale significativa con primo modo di vibrazione di tipo torsionale. In elevazione l'impostazione strutturale manifesta invece una discontinuità dovuta al passaggio dalla struttura in legno a quella in calcestruzzo armato. Tuttavia il nucleo centrale, al quale compete la gran parte del sollecitazione sismica, si estende per tutta l'altezza dell'edificio.

La parte superiore in legno non appare globalmente problematica in virtù dell'estensione e della continuità dell'intelaiatura di controvento, delle limitate masse in gioco e della collaborazione del succitato nucleo centrale. Eventuali problemi localizzati potrebbero manifestarsi a livello dei collegamenti tra la struttura lignea e tale nucleo o tra le travi portanti del soppalco ed i montanti d'angolo. Gli importanti

cordoli perimetrali della soletta d'interfaccia in c.a.p. garantiscono infine un buon ammorsamento con la struttura sottostante.

Venendo quindi alla struttura in c.a. al piano terra, la spessa soletta in c.a.p., praticamente priva di bucatore, assicura un comportamento a lastra rigida nel proprio piano. Sotto tale ipotesi, la notevole rigidezza del nucleo centrale rispetto ai pilastri perimetrali fa sì che la maggior parte del tagliante di base ( $\approx 300$  kN) venga presa da questo elemento, le cui dimensioni e la cui armatura appaiono adeguate ad assorbire la conseguente sollecitazione sismica. Tuttavia la scarsa rigidezza torsionale del sistema potrebbe essere critica per i pilastri perimetrali, sebbene essi siano stati concepiti come elementi secondari al fine della risposta sismica. Si ravvisa inoltre una mancanza di ridondanza per quanto riguarda il sistema sismo-resistente della struttura, il che non consente una risposta duttile con redistribuzione plastica delle sollecitazioni.

## 3.2.4 Casa a San Nazzaro (TI)

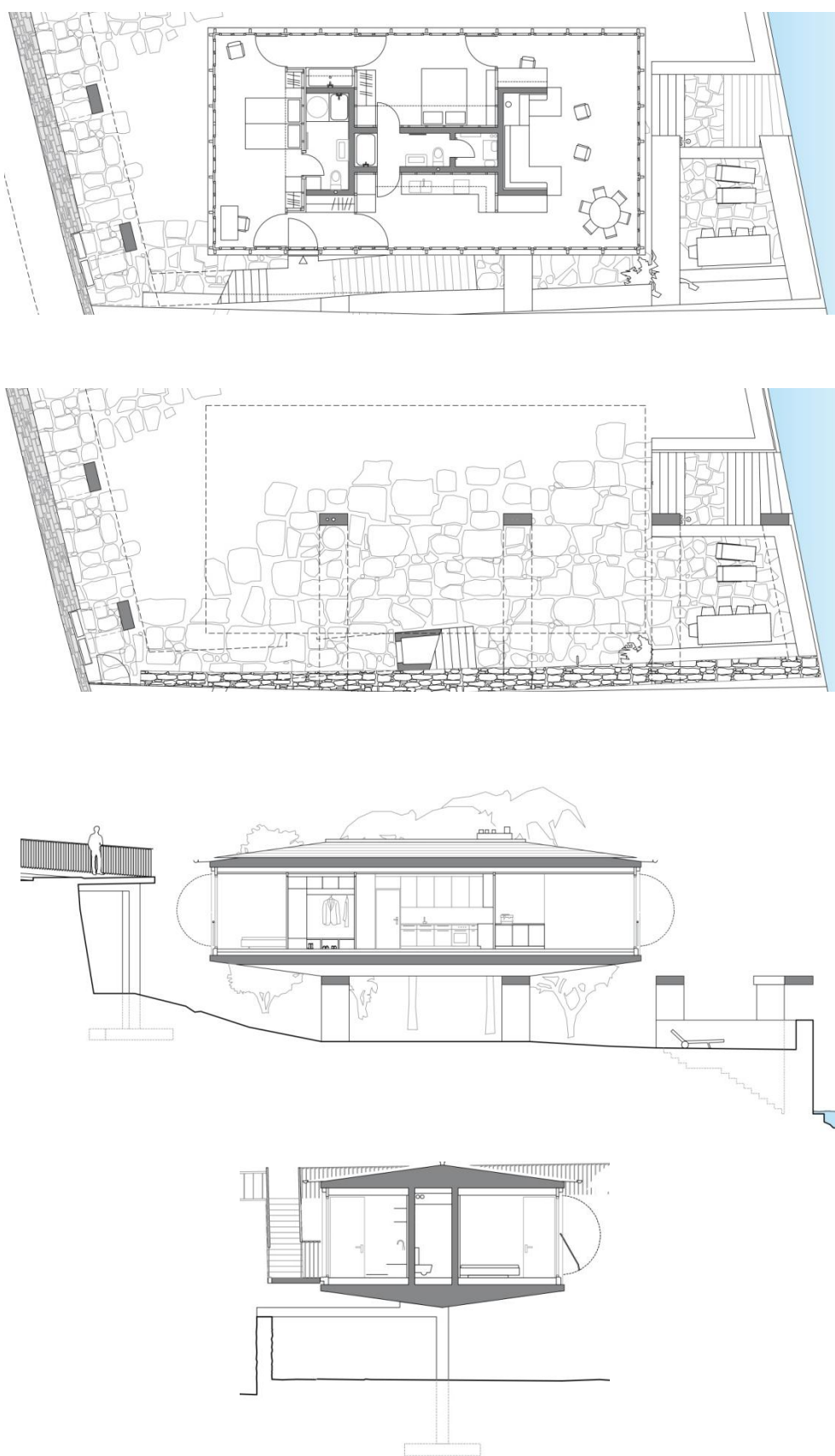
	<p><u>Architetto</u>: Conradin Clavuot, Coira (GR)</p>	<p><u>Controventatura</u>: struttura a telaio in c.a.</p>
	<p><u>Ingegnere</u>: Pérez Bauingenieure, Bonaduz (GR)</p>	<p><u>Zona sismica</u>: Z1 (sismicità bassa, <math>a_{gd} = 0,06g</math>)</p>
	<p><u>Comittente</u>: Privato</p>	<p><u>Classe d'uso</u>: I</p>
	<p><u>Località</u>: San Nazzaro, Canton Ticino (TI)</p>	<p><u>Categoria suolo</u>: A</p>
	<p><u>Date</u>: progetto 2011; realizzazione 2011-2012</p>	<p><u>Fattore di struttura</u>: <math>q = 2</math> (struttura non duttile)</p>

 <p><i>Veduta esterna d'insieme in caso di acqua alta</i></p>	 <p><i>Veduta esterna d'insieme in condizioni normali</i></p>
 <p><i>Particolare appoggio struttura: pilastro e traverso</i></p>	 <p><i>Pianta struttura al PT</i></p>

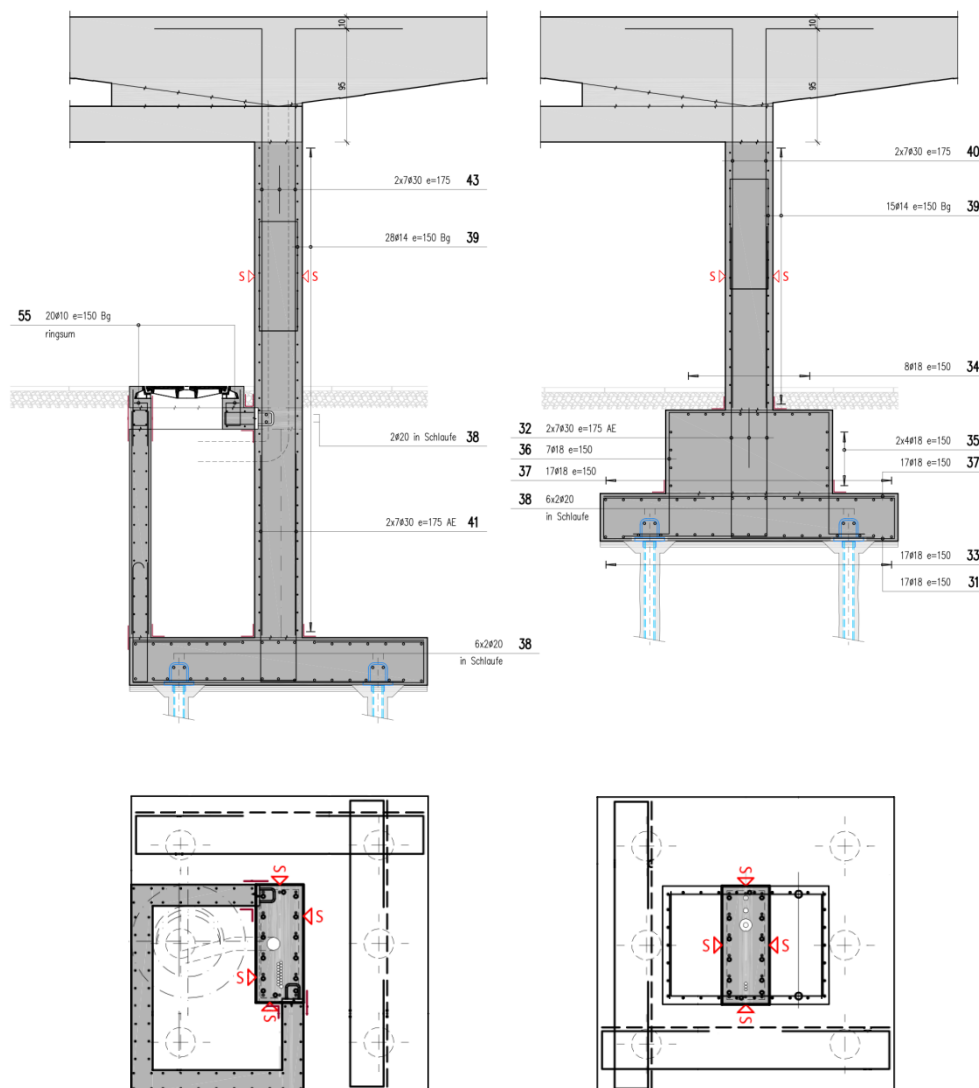
L'abitazione si trova sulla riva orientale del Lago Maggiore, a pochi chilometri dal confine italiano in prossimità di Luino. Il concetto architettonico deriva direttamente da questa sua collocazione ed ha portato alla realizzazione di una struttura molto particolare. La casa è infatti concepita come una palafitta che si erige al di sopra delle acque del lago. La rastremazione della soletta inferiore rievoca inoltre la forma di uno scafo, di modo che nei giorni in cui livello del lago si innalza, l'edificio sembra una zattera che galleggia sul pelo d'acqua.

La pianta (Figura 3.17) è un rettangolo di dimensioni 15.5x8 m, mentre l'altezza netta d'interpiano della casa è di circa 3.2 m. Una scala laterale esterna collega l'ingresso con la soprastante strada e con il sottostante portico/giardino prospiciente il lago.



**Figura 3.17** Dall'alto verso il basso: pianta abitazione, pianta PT, sezione longitudinale e trasversale.

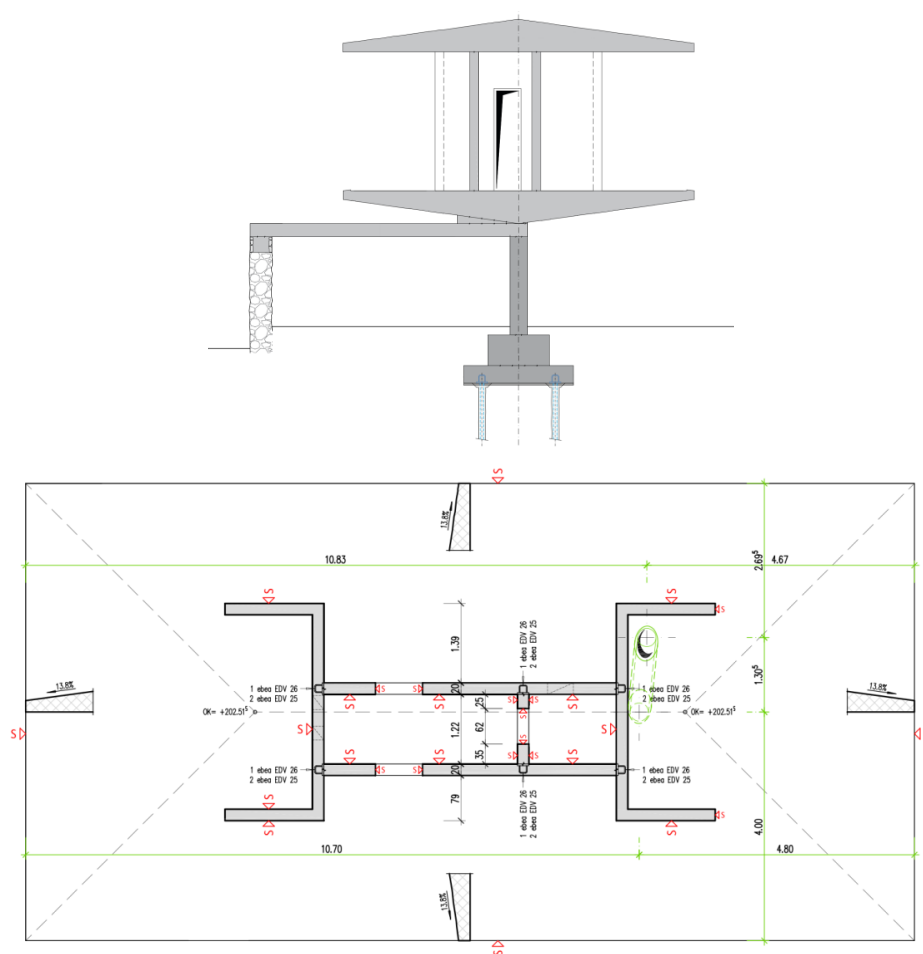
La struttura è interamente in calcestruzzo armato ed esternamente è lasciata facciavista. Anche in questo progetto, l'impostazione strutturale si presta attivamente alla definizione del concetto architettonico, consentendo di liberare lo spazio al di sotto della casa. L'abitazione poggia infatti su due soli pilastri rettangolari 100x40, disposti centralmente lungo l'asse centrale della casa e direzionati verso il lago. Le fondazioni dei pilastri (Figura 3.18) sono due plinti isolati che appoggiano su sei micropali ciascuno. Le quote di fondazione dei due pilastri risultano diverse a causa della presenza di un pozzetto impiantistico interrato posto a fianco del pilastro di monte. Di conseguenza le altezze dei due elementi risultano differenti: circa 4.50 m per il pilastro a monte, circa 2.50 m per quello a valle.



**Figura 3.18** Pilastri e relativi plinti di fondazione. *In alto*: viste. *In basso*: piante.



La struttura soprastante (Figura 3.19) si configura come un corpo rigido. Un insieme di pareti piene in c.a. spesse 20 cm, che realizza sia la struttura che la distribuzione degli spazi abitativi, è interposto tra due solai a mensola con sbalzi di 4 m. La forma di questi ultimi segue la logica degli sforzi: spessore massimo di 75 cm in corrispondenza dell'appoggio offerto dai pilastri e spessore minimo di 20 cm lungo il perimetro di facciata. Essi sono identici ma specchiati: le superfici orizzontali configurano pavimento e soffitto interni, le superfici inclinate definiscono le falde del tetto e lo "scafo" fluttuante sul sottostante giardino.



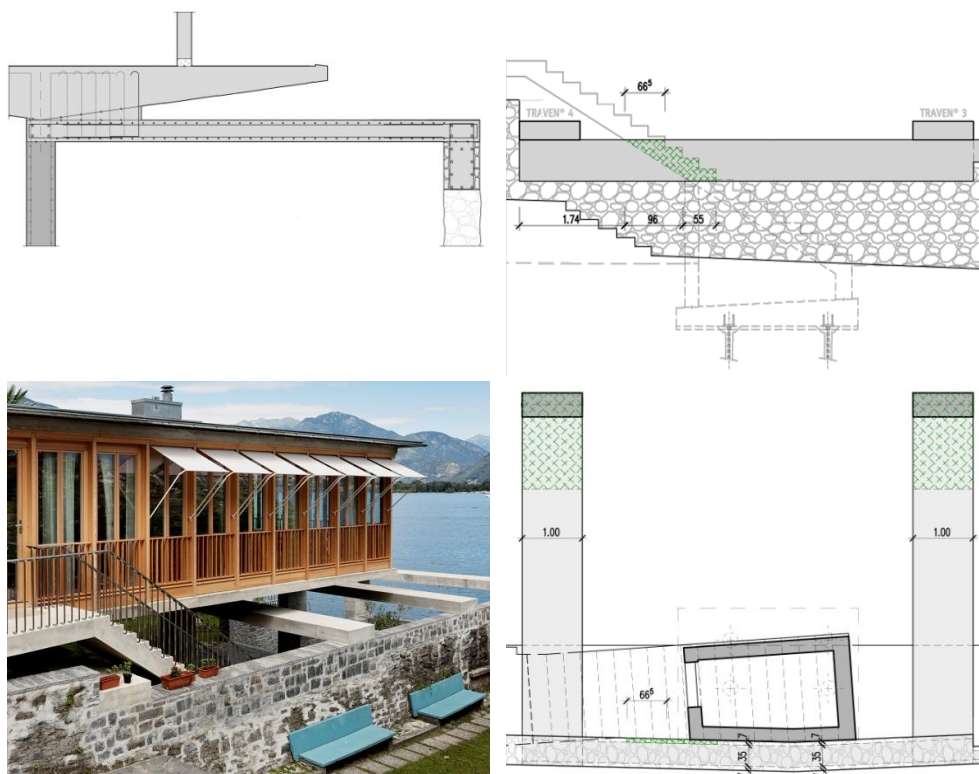
**Figura 3.19** *In alto*: sezione trasversale della struttura. *In basso*: pianta strutturale dell'abitazione.

Se il comportamento della struttura sotto i carichi permanenti risulta intuitivo, la risposta in caso di azioni orizzontali – o verticali eccentriche – risulta più complessa (Figura 3.20). Longitudinalmente, nella direzione di maggior inerzia dei pilastri, la stabilità è garantita dal sistema a telaio formato da questi ultimi con la spessa soletta soprastante. In direzione trasversale, non essendo i due pilastri in grado di riprendere da soli le sollecitazioni risultanti, sono invece state realizzate due travi 100x30 che, in corrispondenza della testa di detti pilastri, collegano la soletta ad un cordolo 50x67 in c.a. realizzato a coronamento del muro di cinta in pietra.



**Figura 3.20** A sinistra: schema di funzionamento della struttura per azioni orizzontali. [52] A destra: vista del sistema sismo-resistente formato dai pilastri e dalle travi trasversali e particolare del nodo.

Questo cordolo risulta a sua volta collegato monoliticamente (vedi zona tratteggiata in verde in Figura 3.21) con la rampa della scala d'accesso e con il piccolo deposito ricavato al di sotto di questa e fondato su quattro micropali. La rampa risulta inoltre solidale al solaio del parcheggio posto a lato della strada soprastante.



**Figura 3.21** Collegamenti soletta-trave e cordolo-scala/deposito. In senso orario: sezione trasversale, prospetto del muro di cinta, pianta, foto esterna. In verde sono evidenziati i collegamenti monolitici.


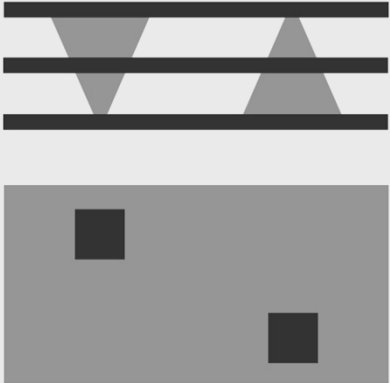
In corrispondenza dell'attacco con il cordolo, le travi risultano quindi soggette ad un vincolo sia verticale che orizzontale, mentre all'altro estremo risultano incastrate alla soletta tramite un importante blocco sporgente da essa che consente di trasmettere il momento anche alla testa dei pilastri. In caso di sisma queste travi vengono quindi sollecitate sia a flessione sia a sforzo assiale (compressione o trazione). I pilastri risultano conseguentemente leggermente sgravati sia a flessione sia a taglio in virtù dell'incastro parziale e del vincolo a traslazione offerti dalle travi. In definitiva, grazie a queste ultime ed ai collegamenti monolitici del cordolo, una parte delle azioni orizzontali agenti sulla struttura della casa può venire trasmessa al corpo del piccolo deposito e ai pilastri sottostanti il parcheggio, limitando in tal modo il pericolo di ribaltamento dell'edificio intorno alla testa dei pilastri.

Va fatto tuttavia notare come questo sistema sismo-resistente, sebbene concettualmente funzionante, abbia il problema di non possedere alcun tipo di ridondanza, il che rende potenzialmente critica un'eventuale crisi in una qualsiasi sua componente. Inoltre le diverse altezze dei pilastri ed il mancato collegamento dei plinti alla loro base potrebbero rappresentare ulteriori elementi critici in riferimento alla risposta sismica della struttura.



## 3.2.5 Casa a Minusio (TI)

	<p><u>Architetto</u>: Silvia e Reto Gmür, Basilea (BS)</p>	<p><u>Controventatura</u>: struttura a pareti in c.a.</p>
	<p><u>Ingegnere</u>: Dr. Lüchinger + Meyer, Zurigo (ZH)</p>	<p><u>Zona sismica</u>: Z1 (sismicità bassa, <math>a_{gd} = 0,06g</math>)</p>
	<p><u>Comittente</u>: Silvia Gmür</p>	<p><u>Classe d'uso</u>: I</p>
	<p><u>Località</u>: Minusio, Canton Ticino (TI)</p>	<p><u>Categoria suolo</u>: E</p>
	<p><u>Date</u>: progetto e realizzazione 2007-2011</p>	<p><u>Fattore di struttura</u>: <math>q = 2</math> (struttura non duttile)</p>

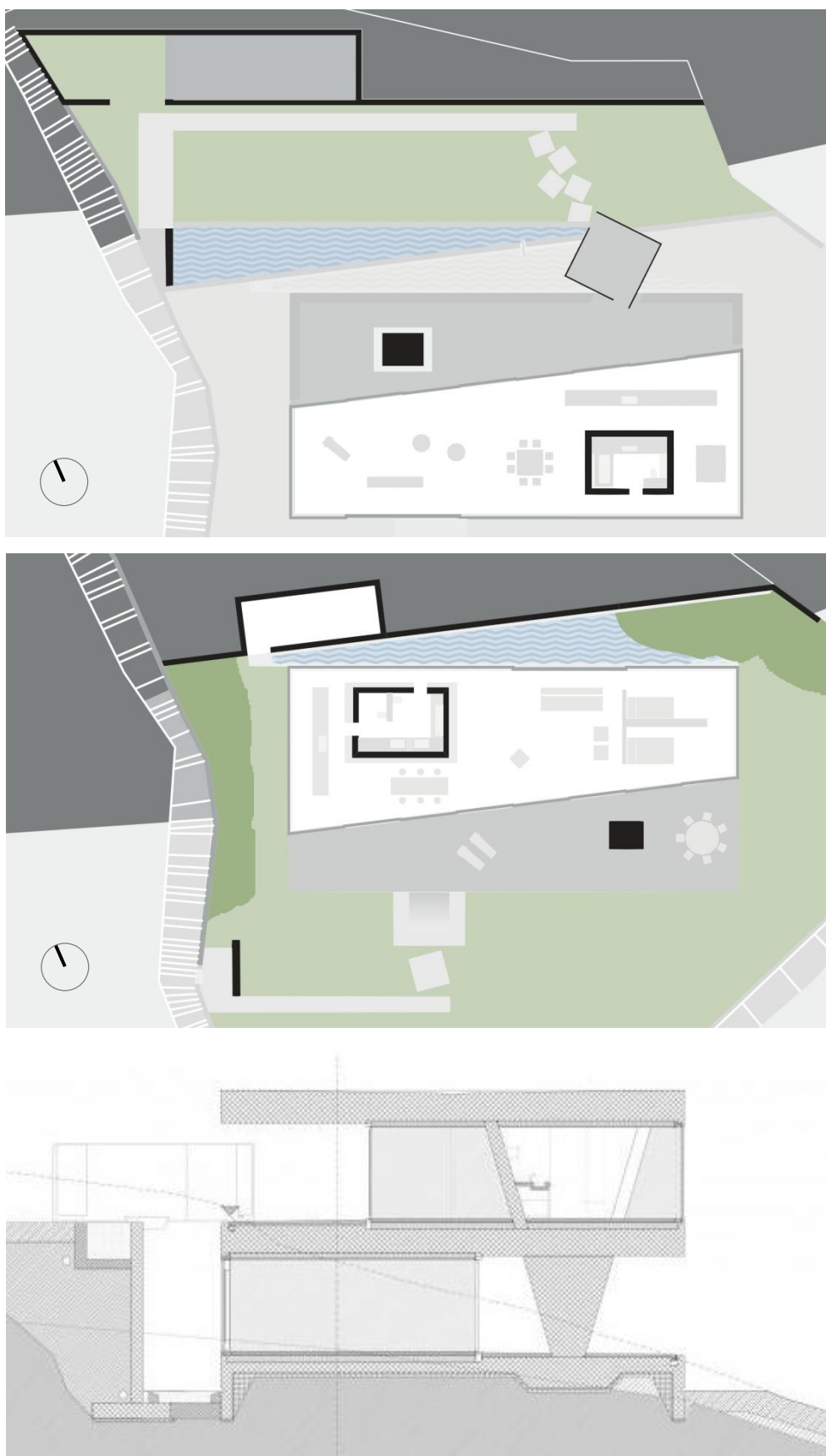
  

	
<p><i>Vista esterna complessiva del lato nord</i></p>	<p><i>Sezione e pianta schematiche della struttura</i></p>

	
<p><i>Piramide d'appoggio dritta sul lato nord</i></p>	<p><i>Piramide d'appoggio rovescia sul lato sud</i></p>

Questa casa realizzata a Minusio, località sulla sponda settentrionale del Lago Maggiore prossima a Locarno, si è aggiudicata una menzione speciale nell'ambito del premio *Architekturpreis Beton 13* promosso dalla Betonsuisse. La residenza, meglio nota come casa ai Pozzi, è stata edificata su di un lotto di forma triangolare situato lungo un pendio. La pendenza del terreno è stata sfruttata per ricavare gli accessi ed i giardini autonomi, posti a quote differenti, delle due abitazioni indipendenti (Figura 3.22). Due vasche d'acqua naturale, tra loro collegate mediante uno scarico che realizza una piccola cascata, ed una passerella completano la sistemazione esterna.



**Figura 3.22** Dall'alto verso il basso: pianta del 1P, pianta del PT, sezione trasversale.

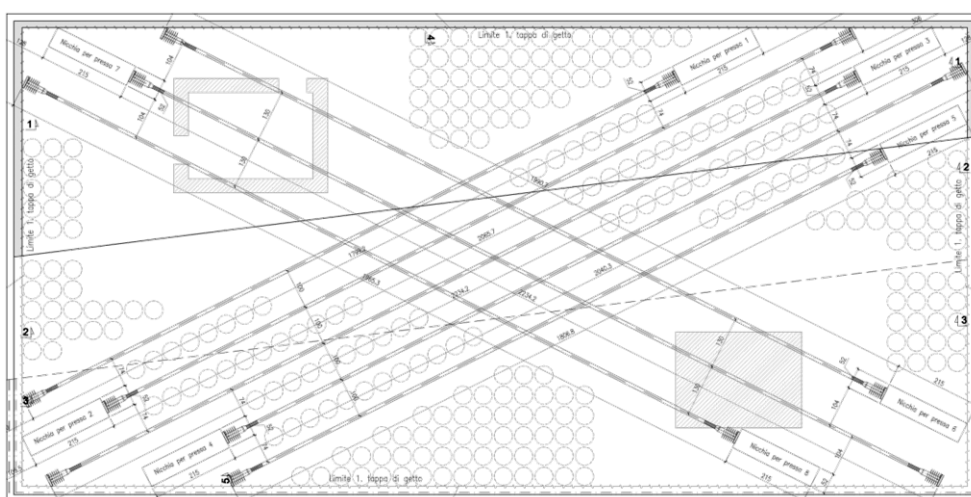
L'edificio si distingue per la sua particolare struttura in c.a. che, oltre a rappresentare l'unico elemento distributivo delle abitazioni, definisce il concetto architettonico stesso del progetto. Due piramidi, una dritta ed una rovesciata, posizionate lungo la diagonale del rettangolo di base e continue su tutta l'altezza rappresentano gli unici elementi in elevazione dell'intera costruzione (Figura 3.23). Il perimetro degli appartamenti risulta così libero da elementi opachi e viene ridisegnato attraverso una superficie vetrata senza soluzione di continuità che chiude il rettangolo di base su tre lati e lo taglia obliquamente sul quarto, permettendo di ricavare uno spazio coperto esterno. Ad eccezione dei due bagni ricavati all'interno delle basi delle piramidi, le piante si configurano come degli *open space* privi di elementi divisori.



**Figura 3.23** Le piramidi e la simmetria centrale della struttura. *In alto*: il chiaroscuro evidenzia il rapporto tra le due piramidi rovesciate e contrapposte. *In basso a sinistra*: la piramide dritta nell'angolo nord. *In basso a destra*: la piramide rovescia nell'angolo sud. Le basi delle piramidi sono interne agli appartamenti ed ospitano i bagni; le metà relative ai vertici risultano esterne e piene.

Sia dal punto di vista strutturale che dal punto di vista architettonico, la casa risulta governata da una simmetria centrale rispetto al suo punto baricentrico, collocato nel mezzo dell'impalcato intermedio. In questo modo è stato possibile realizzare un particolare schema distributivo che consente un identico utilizzo degli spazi delle due abitazioni. I due appartamenti risultano così perfettamente uguali, con lo stesso spazio coperto, la stessa superficie interna, gli stessi bagni protetti.

Il comportamento strutturale nei confronti dei carichi verticali risulta intuitivo e non riserva particolari complicazioni date le sezioni degli elementi strutturali. Le solette (di dimensione 12x24 m) hanno infatti spessori notevoli: a dipendenza dei salti di spessore che si registrano tra l'interno e l'esterno, la soletta intermedia passa da 63.5 a 73.5 cm, mentre quella di copertura, anche a causa della pendenza dell'estradosso, passa da 59.5 a 85 cm. In corrispondenza degli angoli liberi, le solette sono state alleggerite mediante delle sfere cave in plastica di diametro 45 cm poste in getto (Figura 3.24): in questo modo è stato possibile risparmiare circa  $13 \text{ m}^3$  di calcestruzzo per soletta, con evidenti ripercussioni positive dal punto di vista strutturale. I due sbalzi di circa 10 m si controbilanciano ed il loro carico viene portato dalla striscia di soletta a loro ortogonale che unisce le due piramidi. Le solette risultano inoltre precomprese lungo le diagonali mediante cavi aderenti, ciascuno formato da 12 trefoli con sezione  $150 \text{ mm}^2$  (sistema Stahlton CONA 12-06). In particolare sono stati disposti 8 cavi (5+3) nella soletta intermedia e 7 cavi (5+2) nella soletta di copertura. La precompressione ha permesso di verificare le frecce degli sbalzi e del punto centrale delle solette ed evitare la fessurazione.

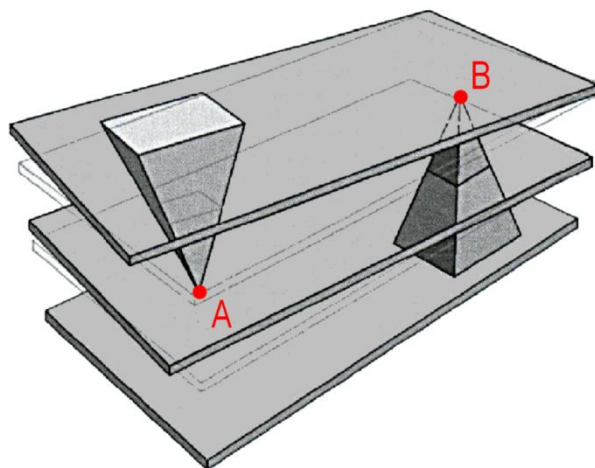


**Figura 3.24** Piano di precompressione e di posa degli elementi di alleggerimento della soletta sul PT.

Per quanto riguarda le piramidi, in corrispondenza del vertice, la superficie di appoggio risulta di 82.5x81 cm per la piramide rovescia, 86x86 cm per la piramide dritta. Nel piano medio della soletta intermedia le piramidi hanno sezione 341x256 cm e 352.5x261 cm rispettivamente. Alla base, in corrispondenza del punto

di contatto con le rispettive solette, la piramide rovescia ha sezione 440x616 cm, mentre quella dritta 445x625 cm. Questi elementi verticali risultano pieni per la metà dell'altezza relativa al vertice, mentre sono cavi per la metà altezza afferente la base in cui sono presenti delle pareti perimetrali spesse 33 cm. Le piramidi scaricano le forze su dei ringrossi della platea di fondazione spessi 70 e 80 cm rispettivamente per la piramide rovescia e quella dritta.

Il comportamento strutturale nei confronti delle forze orizzontali è invece più complesso ed è governato dalla particolare simmetria della struttura, che la costringe ad un gioco di equilibri al limite della stabilità. Con riferimento alla Figura 3.25, per schematizzare la risposta della struttura è possibile assimilare i solai a dei piani rigidi e supporre la formazione di due cerniere plastiche sferiche in corrispondenza dei vertici A e B delle piramidi. In una tale configurazione, la componente della forza orizzontale normale al piano contenente gli assi delle piramidi tende a far ruotare il solaio di copertura attorno al punto B. Questa rotazione viene però impedita dalla presenza della piramide rovescia che si oppone a tale atto di moto, ma che a sua volta è libera di ruotare a livello della fondazione intorno al vertice A. L'unico elemento che può opporsi a questa rotazione è l'impalcato intermedio per mezzo della piramide dritta, che al piano terreno offre in tal senso un vincolo efficace. Questa piramide scarica infine tutte le forze orizzontali sulla platea di fondazione e quindi sul terreno.



**Figura 3.25** Schema di funzionamento della struttura per azioni orizzontali.

La componente di forza parallela al piano contenente gli assi delle piramidi, tende invece ad attivare un meccanismo resistente assimilabile ad un telaio, i cui montanti sono costituiti dalle piramidi ed i traversi dalle solette.

Nei confronti delle azioni orizzontali la struttura si rivela in definitiva sostanzialmente isostatica in quanto ogni suo elemento, bloccando una specifica componente di spostamento, assolve ad una specifica funzione nell'ottica di conservare l'equilibrio complessivo.



## 3.2.6 Casa a Zurigo (ZH)



Architetto: Christian Kerez,  
Zurigo (ZH)

Ingenere: Dr. Schwartz  
Consulting SA, Zugo (ZG)

Comittente: Privato

Località: Zurigo, Canton  
Zurigo (ZH)

Date: progetto 2009;  
realizzazione 2012-2014

Controventatura: non ricond.  
ad unico schema elementare

Zona sismica: Z1  
(sismicità bassa,  $a_{gd} = 0,06g$ )

Classe d'uso: I

Categoria suolo: C

Fattore di struttura:  $q = 2$   
(struttura non duttile)



*Veduta esterna d'insieme angolo sud*



*Assonometria struttura metallica*



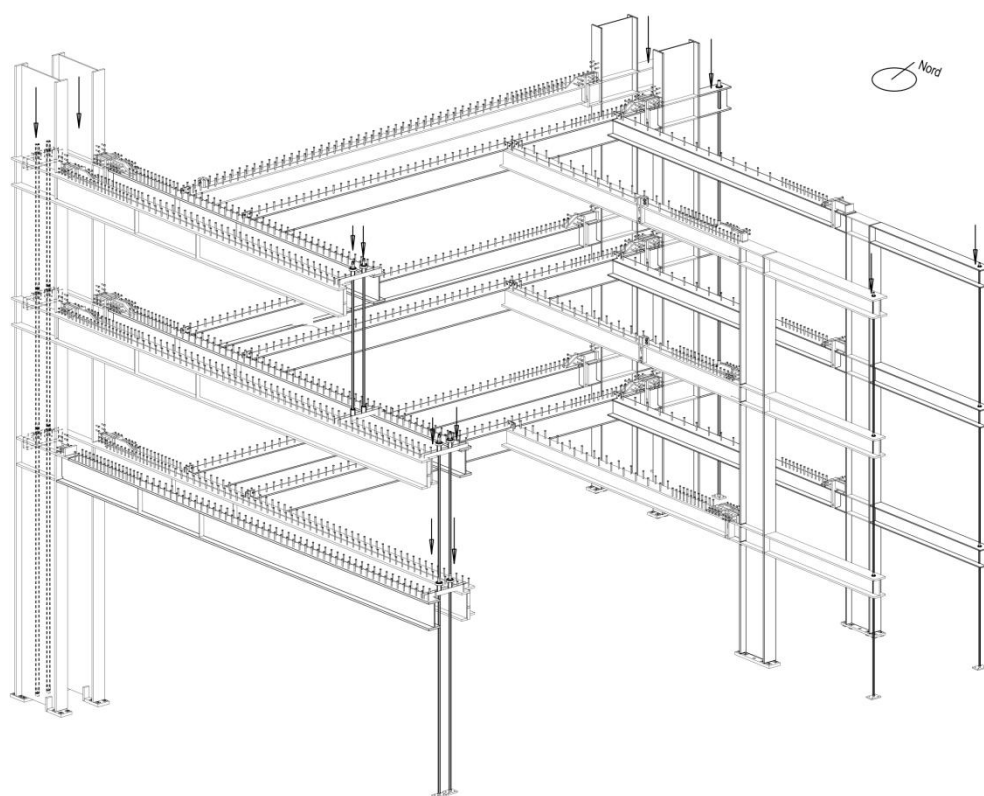
*Veduta esterna d'insieme angolo est*



*Veduta esterna d'insieme angolo nord*

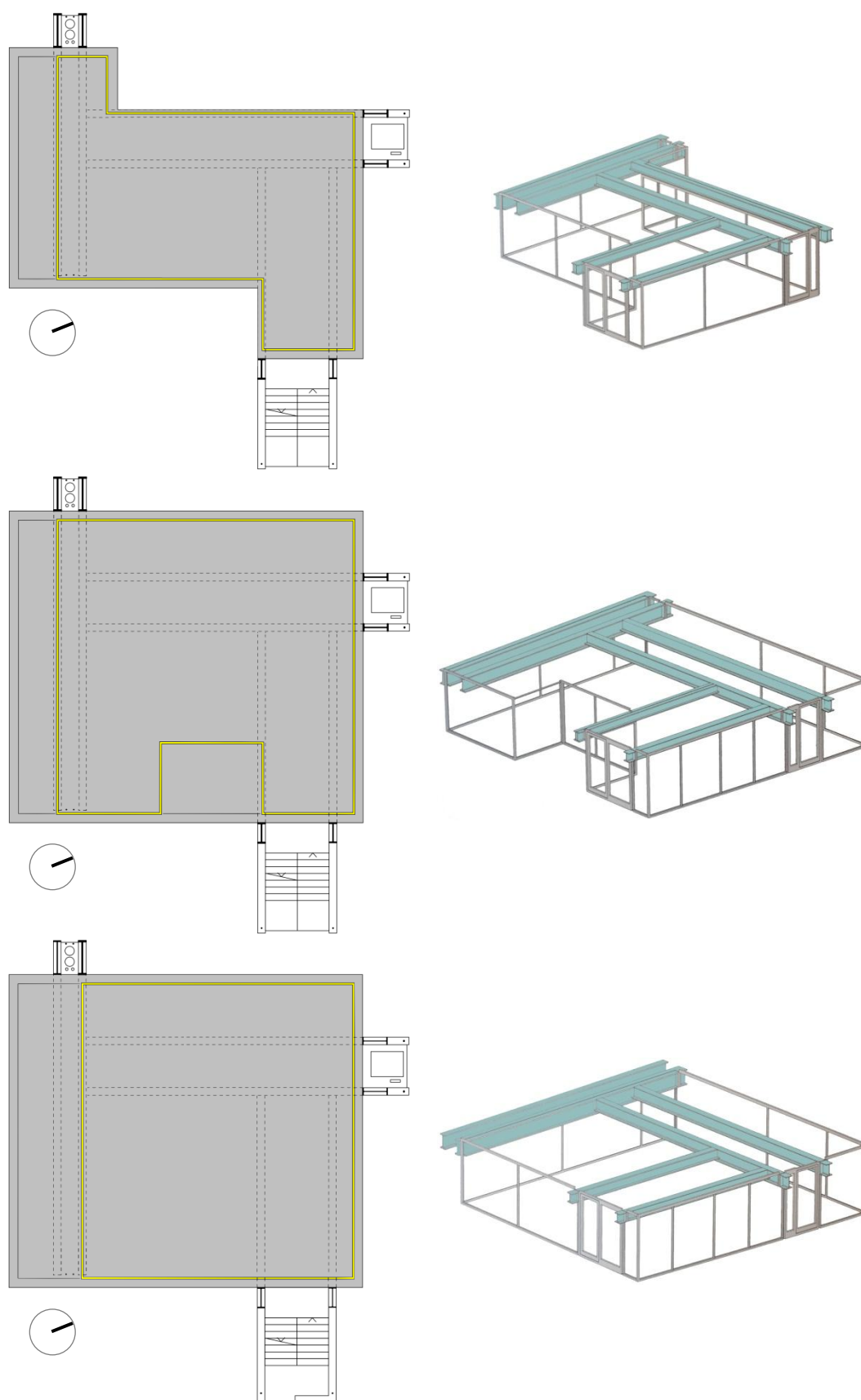
Come era già avvenuto per la precedente *house with one wall* del 2007 (Figura 1.9), anche quest'altra più recente realizzazione del noto architetto Christian Kerez è conosciuta all'estero con un nome che allude alla sua insolita impostazione strutturale: *house with a missing column*. Anche in questo caso infatti la struttura si presta attivamente alla definizione del concetto architettonico e risponde ad una

precisa esigenza iniziale di progetto: massimizzare la superficie utile in pianta eliminando gli elementi portanti interni e consentendo al contempo la realizzazione di ampie chiusure perimetrali vetrate. La conseguente decisione di eliminare ogni supporto verticale in corrispondenza dell'angolo a sud con vista sul lago di Zurigo, ha portato a concepire una struttura estremamente particolare e ricercata (Figura 3.26).

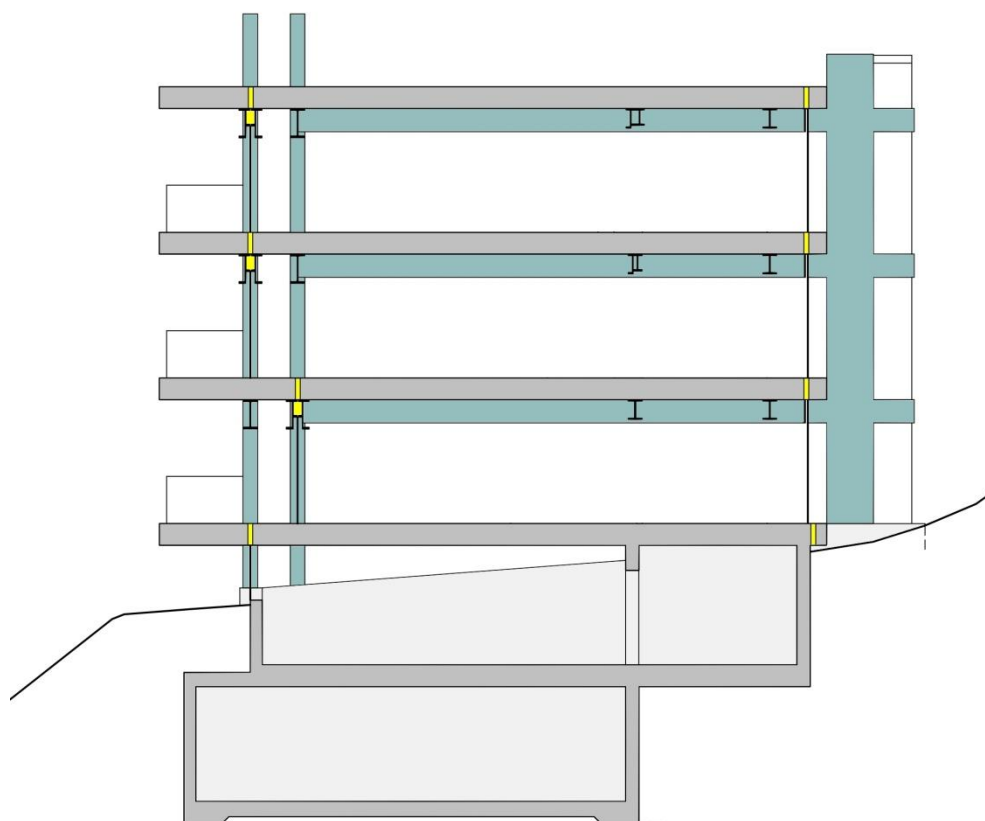


**Figura 3.26** Struttura della casa. *In alto*: assonometria della struttura metallica (disegno Dr. Schwartz Consulting). *In basso a sinistra*: veduta dell'angolo a sud sgombro da elementi portati verticali durante la fase di cantiere. *In basso a destra*: la vista sul lago di Zurigo e la struttura finita dopo la realizzazione della soletta in c.a.p. collaborante.

L'edificio consta di tre piani fuori terra (ognuno dei quali è occupato da un appartamento indipendente) e due piani interrati che ospitano le cantine ed il garage (Figura 3.27 e Figura 3.28). I due appartamenti inferiori posseggono un'ampia terrazza sul lato sud, mentre quello al secondo piano è un attico con terrazze su tre lati. La pianta delle abitazioni è un rettangolo di 12.5x14 m e l'interpiano è di 3.1 m.



**Figura 3.27** Pianta strutturali dei tre piani fuori terra e corrispondenti assonometrie delle travi in acciaio e dei serramenti perimetrali. *Dall'alto verso il basso: 2P, 1P e PT.* In grigio sono evidenziate le solette collaboranti in c.a.p., in azzurro le travi metalliche, in giallo i giunti termici.

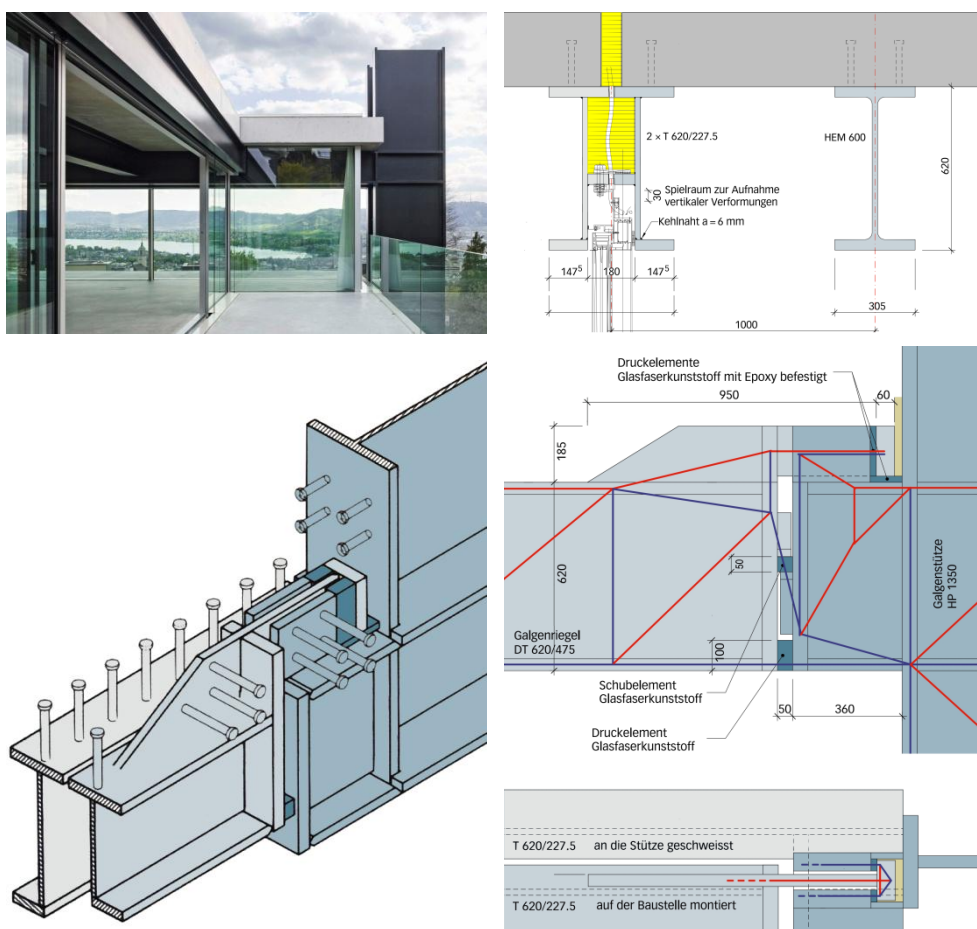


**Figura 3.28** Sezione strutturale nord-sud passante per il centro della pianta. In grigio sono evidenziate le parti in c.a. e c.a.p., in azzurro la struttura metallica, in giallo i giunti termici.

I locali interrati realizzano un cassone rigido in c.a. sul quale è impostata una struttura metallica costituita da tre coppie di pilastri, collocati in altrettanti angoli della pianta e orientati ortogonalmente ad essa, ai quali risultano incastrate delle travi metalliche in corrispondenza di ogni impalcato. L'altro estremo di queste travi è appoggiato su quelle ad esse trasversali, ad eccezione dell'ultima coppia di travi parallele al lato sud che lavora invece a mensola con uno sbalzo di più di 12 m a causa della mancanza di un sostegno verticale posto nell'angolo sud (Figura 3.26 e Figura 3.27). Un sistema di tiranti verticali in acciaio e tre solette in c.a.p. rese collaboranti alle travi metalliche mediante opportuna piolatura, completano l'impianto strutturale dell'edificio.

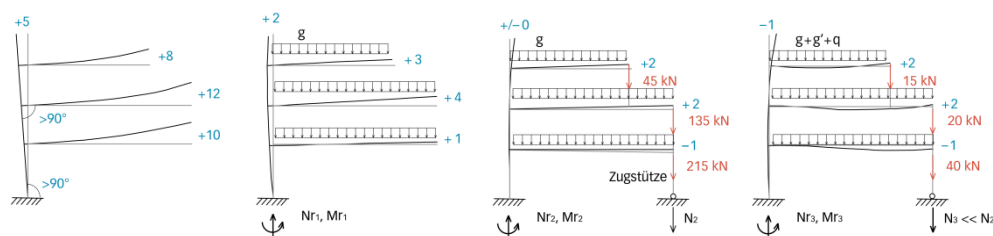
Le coppie di pilastri ospitano al loro interno le funzioni condivise (rampa scale, ascensore ed impianti) della casa e sono collocate esternamente alla pianta degli appartamenti al fine di evitare di ridurre la superficie utile degli stessi. A causa di questa collocazione, molte delle travi si trovano però nella condizione di dover attraversare l'involucro esterno passando dall'esterno all'interno degli appartamenti, condizione che, in assenza di opportuni accorgimenti, porta alla formazione di ponti termici. Per ovviare a questo problema la continuità delle travi interessate (e quella della soletta collaborante) risulta interrotta da uno strato di isolante che in molti casi cade proprio in corrispondenza del punto di impegno massimo, ovvero in prossimità

dell'attacco con il pilastro. Le elevate sollecitazioni che si registrano in questi punti hanno portato a concepire un elaborato assemblaggio che sfrutta degli elementi compressi in fibra di vetro al fine di passare il momento flettente ed il taglio (Figura 3.29 in basso). Per le travi posizionate con l'asse lungo l'involucro vetrato esterno, il giunto termico oltre che essere trasversale è anche longitudinale: metà del profilo della trave risulta interno e metà esterno. In questo caso il profilo è stato quindi realizzato *ad hoc* e l'isolante, assieme all'infisso superiore dei serramenti, è stato interposto fra le due anime (Figura 3.29 in alto a destra).



**Figura 3.29** Particolare del giunto termico della facciata sud dell'attico. *In alto a sinistra*: veduta da nord della coppia di travi che penetra all'interno dell'attico. *In alto a destra*: sezione trasversale della coppia di travi con giunto termico che corre lungo l'asse della trave più esterna. L'infisso del serramento è fissato ad un asola che ha un gioco di 30 mm per assorbire le deformazioni a lungo termine. *In basso a sinistra*: assonometria del giunto termico in corrispondenza dell'attacco trave esterna-pilastro. La metà esterna del profilo della trave risulta continua e incastrata direttamente al pilastro, mentre la metà interna è interrotta da un giunto termico di 5 cm e le sollecitazioni vengono trasmesse grazie ad un particolare assemblaggio che sfrutta degli elementi compressi in fibra di vetro (campiti in blu scuro). *In basso a destra*: prospetto verticale e pianta dell'assemblaggio con relativo schema di funzionamento a tirante-puntone (rosso=tirante, blu=puntone). L'elemento in fibra di vetro collocato in corrispondenza dell'ala inferiore trasmette la compressione, mentre un secondo elemento posizionato a mezza altezza passa il taglio, lavorando sempre a compressione in quanto interposto tra due mensole a II contrastanti saldate alle due flange. La trazione al lembo superiore viene invece trasmessa mediante una lastra verticale in acciaio saldata all'ala superiore della trave che va a comprimere un terzo elemento in fibra di vetro. Disegno: Dr. Schwartz Consulting.

A causa degli importanti sbalzi e del particolare schema strutturale il problema delle deformazioni e degli abbassamenti degli impalcati è risultato cruciale per la progettazione, tanto che buona parte dei profili è stata dimensionata non in base alle sollecitazioni ma in base ai conseguenti abbassamenti in condizioni di esercizio. In tal senso la freccia massima si verifica in corrispondenza dell'angolo a sud privo di supporti verticali. Tale abbassamento, in condizioni elastiche, risulta essere di ben 10 cm per l'impalcato intermedio.<sup>5</sup> Per verificare quindi la struttura nei confronti dello stato limite di deformabilità si è combinata una presollecitazione della struttura mediante dei tiranti verticali in acciaio con la realizzazione di monte dei pilastri e delle travi del lato sud (Figura 3.26 e Figura 3.30). In questo modo è stato possibile annullare l'effetto dei carichi permanenti non strutturali e dei carichi variabili sull'abbassamento dell'angolo sud: in condizioni di esercizio tale valore di freccia rimane costante per tutte le combinazioni di carico.

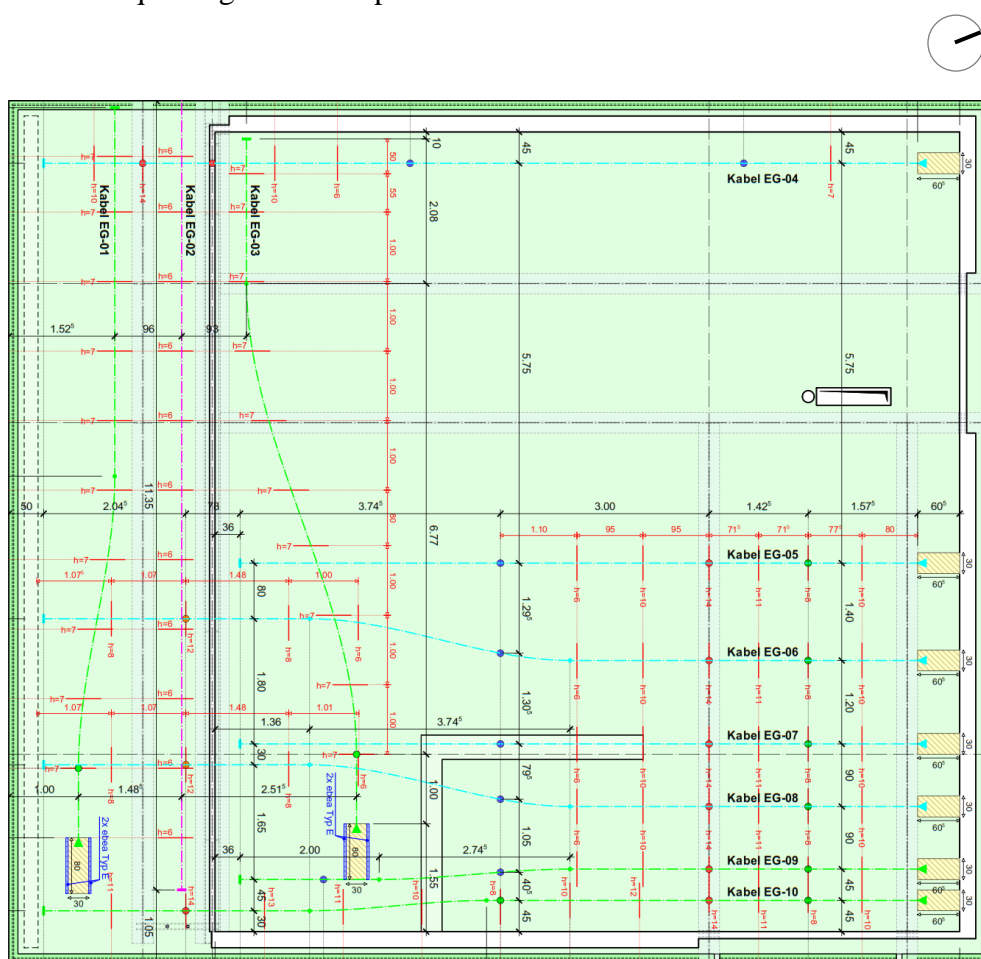


**Figura 3.30** Schema di funzionamento della struttura del lato sud per limitare gli abbassamenti degli impalcati (disegni Dr. Schwartz Consulting). *Fase 0*: la struttura viene costruita con una monta iniziale che alla fine della mensola è leggermente superiore all'abbassamento elastico calcolato (riserva 2 cm). *Fase 1*: getto della soletta collaborante in c.a.p. e tesatura dei cavi. *Fase 2*: messa in tensione dei tiranti verticali in modo da compensare la freccia dovuta ai carichi permanenti non strutturali ( $g'$ ) e a quelli variabili ( $q$ ). *Fase 3 (esercizio)*: la freccia all'estremità della mensola rimane costante fintanto che i tiranti verticali non si scaricano completamente per effetto dei carichi  $g'$  e  $q$ .

Una tale impostazione ha costituito un ulteriore elemento di difficoltà, in quanto un dimensionamento svolto "a favore di sicurezza" risulta in quest'ottica potenzialmente controproducente, poiché porta a dei valori di rigidità diversi da quelli preventivati con conseguenti maggiori tiri dei tiranti verticali ed incremento della sollecitazione al piede dei pilastri. Per questo motivo è stato necessario procedere a dei calcoli raffinati che tenessero conto di tutte le varie aliquote di deformazione (vedi nota a piè di pagina) per ricavare dei valori di abbassamento i più reali possibili, sulla base dei quali tarare le monte degli elementi e la presollecitazione.

<sup>5</sup> Valore fornito durante un'intervista telefonica dall'ingegnere Neven Kostic dello studio Dr. Schwartz Consulting. Tale valore è stato calcolato tenendo conto di tutti i possibili contributi (istantanei e differiti) che intervengono sull'abbassamento oltre alla mera deformazione della trave e del pilastro. In particolare si è tenuto conto sia dei contributi favorevoli dati dalla precompressione a lungo termine e dal ritiro della soletta collaborante, sia dei contributi sfavorevoli dati dalla viscosità del calcestruzzo ( $\approx 2$  cm), dalla deformabilità locale del nodo trave-pilastro ( $\approx 1$  cm), dallo spostamento necessario ad attivare l'incastro dell'assemblaggio in corrispondenza dei giunti termici e dalla deformabilità degli elementi in fibra di vetro (1 cm sommando questi ultimi due). In totale, questi contributi sfavorevoli rappresentano quindi circa il 40% della freccia elastica finale ( $\approx 10$  cm). La freccia finale considerata è solamente quella elastica, in quanto la precompressione delle solette collaboranti evita la fessurazione.

Le solette collaboranti sono state precomprese in entrambe le direzioni per evitare la fessurazione e per garantire la mutua collaborazione delle tre coppie pilastro/travi della struttura metallica (Figura 3.31). In particolare per ogni impalcato si sono posizionati 3 cavi in corrispondenza della mensola composta che viene a formarsi lungo il lato sud e 7 cavi (3 per la copertura) nella direzione ortogonale. Lo spessore delle solette è di 28 cm per le due inferiori e di 27 cm per quella di copertura. Le canalizzazioni provenienti dalla colonna impiantistica posizionata tra la coppia di pilastri dell'angolo ovest non sono state alloggiate nel getto delle solette, ma in un massetto realizzato al di sopra di queste. Gli elementi che realizzano il perimetro esterno di ciascun impalcato sono termicamente isolati dalla soletta interna e sono resi solidali a questa grazie a dei profili metallici.



**Figura 3.31** Schema della precompressione della soletta sopra il PT. Il sistema scelto è quello Dywidag testa mobile-testa fissa con cavi a 4, 5 e 7 trefoli 0.6" (rappresentati rispettivamente in azzurro, verde e viola).

Il comportamento della struttura nei confronti delle azioni orizzontali si configura alquanto complesso, sia in virtù della particolarità geometrica della struttura sia in virtù della presenza dei tiranti verticali che, oltre a realizzare uno stato di presollecitazione, si comportano per loro natura in maniera diversa a seconda della direzione della sollecitazione sismica, in quanto reagiscono solo a trazione.

Ad esempio, isolando la struttura metallica del lato sud, con riferimento alla Figura 3.30 una forza diretta da destra a sinistra tende a far incrementare la trazione dei tiranti, che offriranno quindi una reazione facendo lavorare la struttura in modo simile ad un telaio<sup>6</sup>. Nel caso di forza con verso opposto, i tiranti tenderanno invece a scaricarsi ed il comportamento, al netto della presollecitazione, risulterà a mensola.

Il comportamento globale risulta naturalmente ancora più complicato a causa dell'interazione fra le tre coppie ortogonali formate dalle travi e dai pilastri metallici; inoltre la presenza dei tiranti rende come visto obbligatorie delle analisi dinamiche in campo non lineare per tenere conto del cambiamento di schema statico in dipendenza della direzione della sollecitazione sismica.

Poiché le sezioni ed i giunti risultano sovradimensionati in termini di sollecitazioni allo stato limite ultimo, si può tuttavia a ragione ritenere che l'azione sismica non risulti in tal senso critica. Sebbene l'ipotesi del collasso strutturale sia quindi da scartare, potrebbero insorgere dei problemi qualora uno dei succitati tiranti verticali uscisse dal campo elastico. In questa situazione infatti si manifesterebbe un repentino cambio del sistema statico che potrebbe avere importanti ripercussioni in termini di utilizzo dell'edificio.

Se il comportamento globale si configura complesso e poco intuitivo, in pianta la struttura risulta tutto sommato regolare<sup>7</sup> e le solette realizzano anche in questo caso dei piani infinitamente rigidi. Appare interessante infine evidenziare come il rapporto tra peso sismico di piano e superficie d'impalcato risulti anche per questo progetto abbastanza importante (circa 14.5 kN/m<sup>2</sup>).

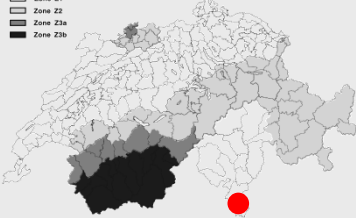
---

<sup>6</sup> Il comportamento non può essere assimilato infatti ad un telaio sismico in senso proprio poiché il traverso risulta incastrato solo nell'estremità in corrispondenza del pilastro, mentre risulta solamente incernierato all'estremità su cui agisce il tirante verticale. Quest'ultimo inoltre per sua natura offre solo una reazione assiale, a differenza dei montanti dello schema a telaio che lavorano a taglio/flessione.

<sup>7</sup> La pianta è quadrata e risulta compatta e priva di rientri o sporgenze. L'eccentricità tra centro di massa e centro di rigidità appare trascurabile per sisma con direzione est-ovest, mentre per sisma con direzione nord-sud è pronosticabile un comportamento torcente più marcato in virtù della disposizione dei pilastri.



## 3.2.7 Case a Collina d'Oro (TI)



Architetto: Pesenti Quadranti Hubmann, Mezzovico (TI)

Ingegnere: Pedrazzini Guidotti, Lugano (TI)

Comittente: Privato

Località: Collina d'Oro, Canton Ticino (TI)

Date: progetto e realizzazione 2013-2015


Controventatura: struttura a pareti in c.a./c.a.p.

Zona sismica: Z1 (sismicità bassa,  $a_{gd} = 0,06g$ )


Classe d'uso: I

Categoria suolo: E


Fattore di struttura:  $q = 2$  (struttura non duttile)



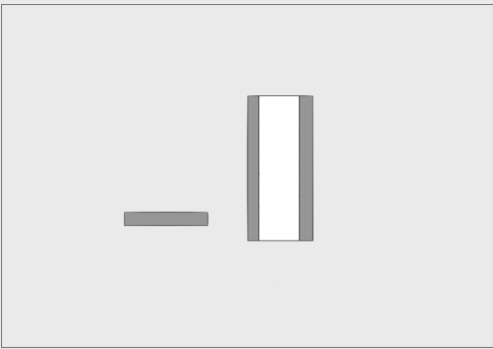
*Veduta esterna d'insieme diurna*



*Veduta esterna d'insieme notturna*



*Struttura in fase di cantiere*

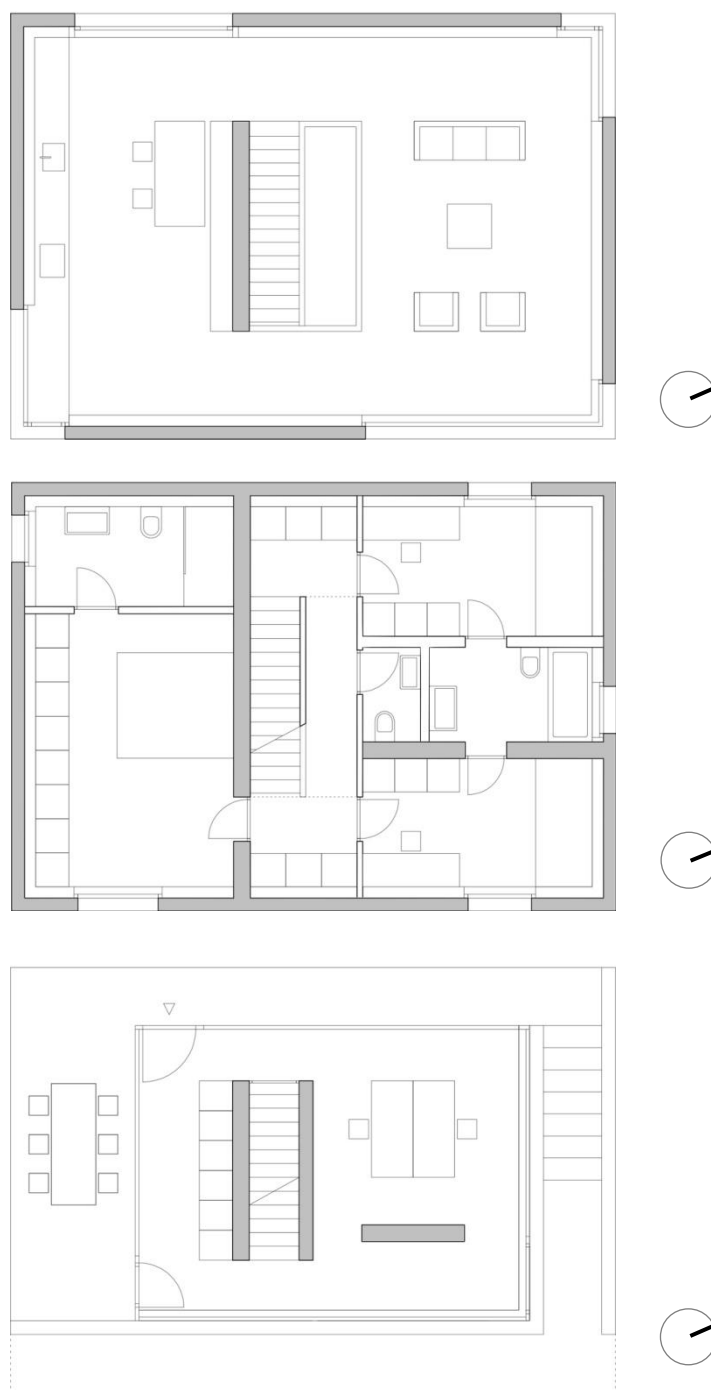


*Pianta strutturale del PT*

Le due case sono state inserite dalla SIA all'interno della lista delle 18 realizzazioni ticinesi visitabili nell'ambito dell'ultima (edizione 2016) manifestazione annuale *Giornate dell'architettura e dell'ingegneria contemporanea*, volta a promuovere le migliori opere realizzate ogni anno dai progettisti svizzeri [53].

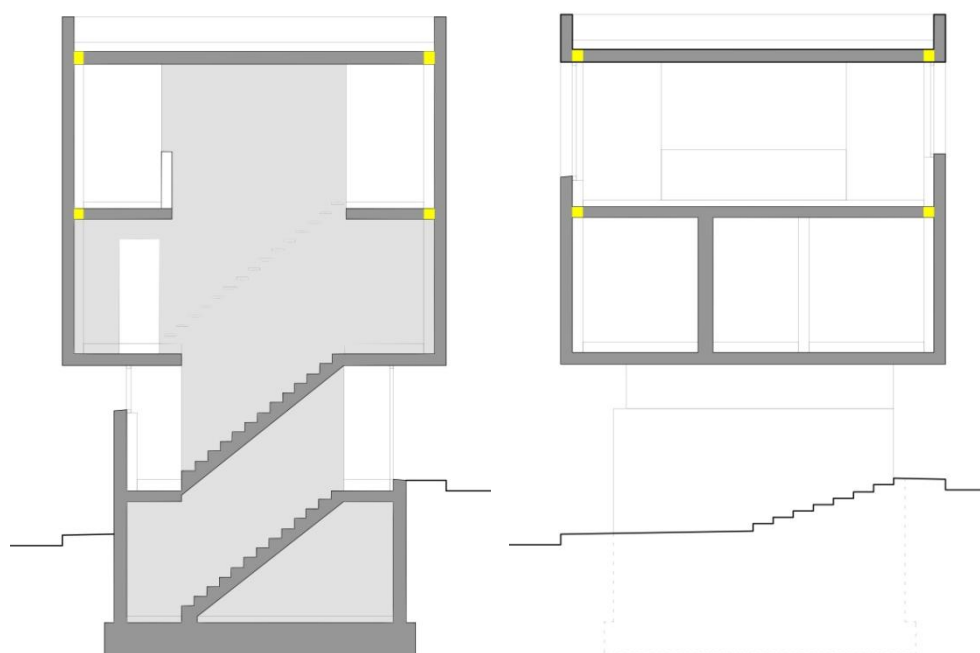
Le due abitazioni unifamiliari risultano gemelle e constano di un piano interrato e di tre fuori terra (Figura 3.32 e Figura 3.33). Lo scantinato ha una pianta approssimativamente quadrata (5.85x5.60 m), mentre il piano terra è un *open space*

rettangolare dotato di un perimetro interamente vetrato che, avendo una pianta più piccola rispetto alla sagoma esterna dei piani superiori, ha permesso di ricavare degli spazi coperti esterni. I due piani superiori sono a pianta rettangolare 10.90x7.70 m e sono dotati di pareti perimetrali in c.a. pigmentato. L'altezza d'interpiano è di circa 2.75 m per i due piani inferiori, 2.95 m per il primo piano e 3.15 m per l'ultimo piano. I diversi livelli sono collegati da una scala posta in posizione centrale.



**Figura 3.32** Dall'alto verso il basso: piante del 2P, 1P e PT. In grigio le parti in c.a./c.a.p.

La struttura risulta interamente realizzata in calcestruzzo armato e precompresso, ad eccezione della scala in legno che collega i due piani superiori. Ciascuna casa poggia sulla fondazione scatolare del piano interrato, formata da una platea nervata, dalle quattro pareti perimetrali in c.a. e da una soletta di 22 cm. Le tre pareti interne (325x30, 325x25 e 185x30 cm) che partono da questo livello costituiscono gli unici elementi strutturali del piano terra. Due di queste pareti proseguono poi anche al primo piano ed una di queste due arriva fino alla copertura. Lungo il perimetro, i due piani superiori sono inoltre dotati di pareti perimetrali spesse 23 cm. Le solette sono tutte spesse 22 cm ad eccezione di quella sopra il primo piano, spessa 20 cm. Per evitare i ponti termici, le due solette superiori lungo il perimetro risultano appoggiate solo discretamente grazie a delle nicchie profonde 10 cm ricavate sulle facce interne delle pareti esterne (Figura 3.33 e Figura 3.34), mentre sul resto del perimetro è presente un giunto termico di 10 cm. Una fascia larga 60 cm di isolante termico spesso 2 cm è stata collocata sull'intradosso delle solette in corrispondenza delle nicchie al fine di allungare il percorso del flusso termico in tali punti. Un massetto di 8 cm ospita il riscaldamento a pavimento, mentre le altre componenti impiantistiche risultano annegate all'interno delle solette. A causa delle diverse tappe di getto, il collegamento tra le pareti perimetrali e quelle interne è stato realizzato mediante degli opportuni elementi di ripresa tassellati in grado di riprendere l'intera sollecitazione tagliante (Figura 3.34 in basso a sinistra). In corrispondenza di tale collegamento, le sopraccitate fasce di isolante termico posizionate in soletta vicino le nicchie, sono state disposte anche su entrambe le facce delle pareti interne.

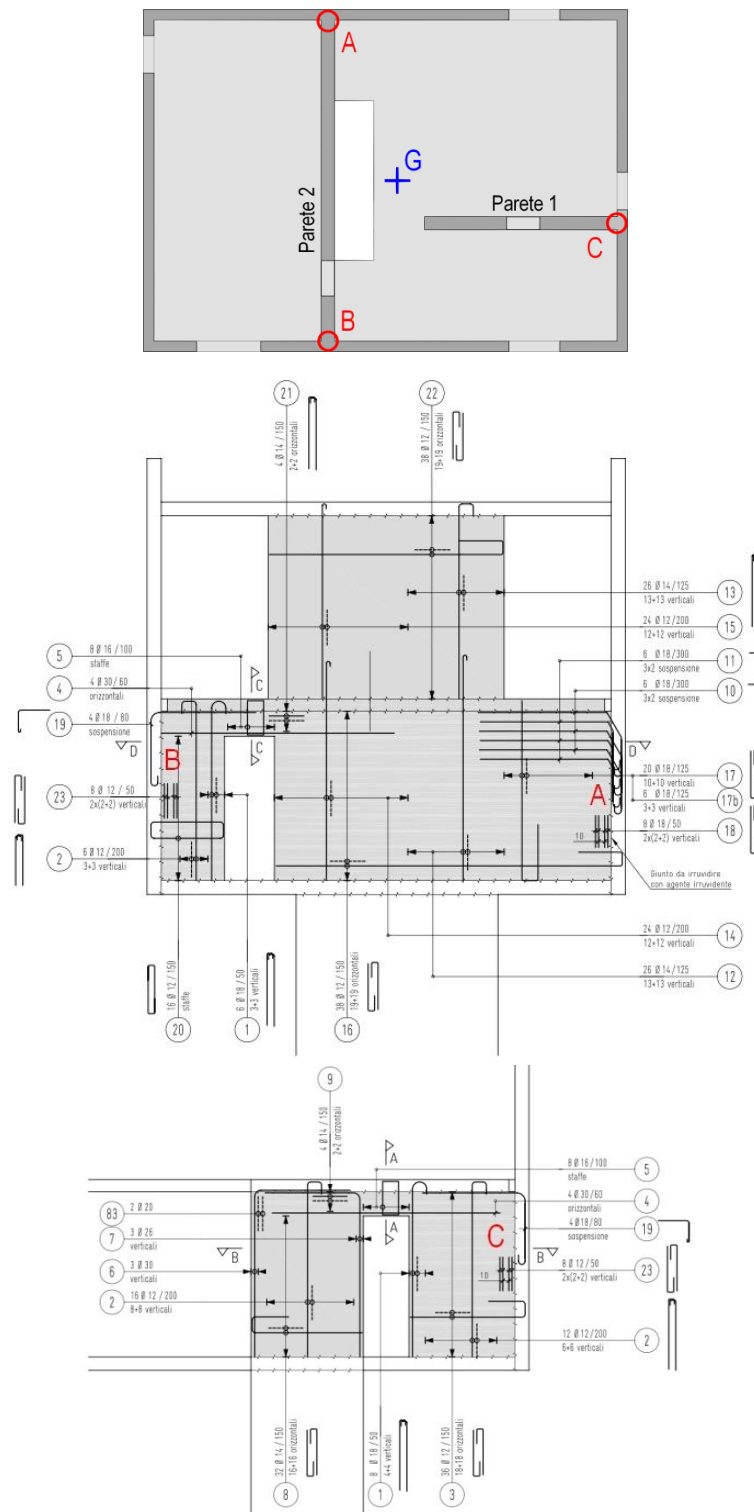


**Figura 3.33** *A sinistra*: sezione strutturale lungo la scala interna. *A destra*: sezione strutturale lungo la scala esterna. In giallo sono evidenziati i giunti termici presenti tra le due solette superiori e le pareti perimetrali (interrotti discretamente da delle nicchie di appoggio, vedi Figura 3.34).



**Figura 3.34** Particolari costruttivi in fase di cantiere. *In alto a sinistra*: armatura delle pareti perimetrali del 1P/2P. Si possono notare gli elementi a perdere utilizzati per la realizzazione delle nicchie di appoggio della soletta ed un elemento di ripresa per il trasferimento del taglio alla parete interna ortogonale. *In alto a destra*: nicchia di appoggio con relativa armatura di ripresa manicottata. *In basso a destra*: particolare d'appoggio della soletta nella nicchia. Si possono notare gli spinotti di armatura a taglio, la partenza dell'isolamento perimetrale che realizza il giunto termico tra le pareti perimetrali e la soletta, l'isolante presente sull'intradosso della soletta posizionato in corrispondenza di ogni nicchia per allungare il percorso del flusso termico. *In basso a sinistra*: elemento tassellato di ripresa del taglio presente lungo le interfacce B e C (Figura 3.35). Lungo l'interfaccia A è stata invece realizzata un'importante dentellatura in grado di garantire un collegamento monolitico.

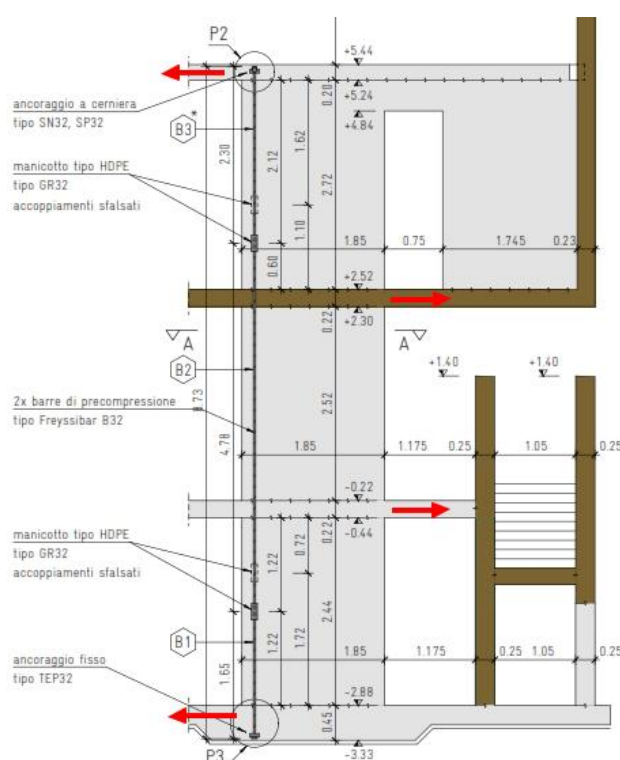
Dal punto di vista statico, le due solette superiori poggiano sulle pareti interne e sulle nicchie ricavate in quelle esterne. La soletta sopra il piano terra, oltre che gravare direttamente sulle tre pareti interne, risulta appesa lungo il perimetro e in corrispondenza degli allargamenti a sbalzo delle pareti interne. Questo schema è reso possibile dalle tre testate di queste parti sporgenti (A, B e C nella Figura 3.35) che offrono un appoggio alla scatola formata dall'insieme delle pareti perimetrali e delle solette. Con riferimento alla Figura 3.35, si può intuire come, mentre la mensola tozza posta in corrispondenza dell'interfaccia A non risulti a priori problematica, gli architravi relativi alle interfacce B e C configurino degli elementi potenzialmente critici tanto in condizioni statiche, quanto in condizioni dinamiche poiché ci può attendere una significativa amplificazione del carico su di essi agente a causa dell'oscillazioni della succitata scatola.



**Figura 3.35** Scatola formata dalle pareti perimetrali e dalle tre solette. *In alto*: pianta strutturale schematica del IP. Sono indicate le interfacce di appoggio (A, B, C) della scatola e la posizione indicativa (G) della risultante dei carichi verticali ad essa relativi. *In mezzo*: piano armatura della parete 2 ai piani 1P e 2P. *In basso*: piano armatura della parete 1 al 1P.

Considerando che la risultante dei carichi verticali della scatola risulta essere con buona approssimazione baricentrica in pianta (punto G in Figura 3.35), il lato

relativo all'interfaccia C sarà soggetto ad un abbassamento dovuto alla rotazione in avanti della scatola che tenderà ad impegnare in maniera significativa l'architrave della parete 1. Per limitare tale abbassamento e sgravare questo architrave, si è scelto di precomprimere la parete 1 verticalmente mediante due barre Freyssinet B32 aderenti disposte in posizione eccentrica (Figura 3.36).<sup>8</sup> Il conseguente vincolo alla deformazione libera della parete offerto dalle solette, imprime infatti alla scatola una coppia di forze orizzontali che tende a spostare la risultante (G) dei carichi verticali della scatola verso la parete 2. In questo modo è stato inoltre possibile irrigidire globalmente la struttura rendendo la parete 1 interamente reagente sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.



**Figura 3.36** Piano della precompressione verticale della parete 1. La presollecitazione in questo caso permette di imprimere alla scatola, grazie al vincolo nel piano offerto dalle solette, una coppia di forze in grado di ridurre il carico agente sullo sbalzo e limitarne l'abbassamento. Le frecce rosse rappresentano in maniera schematica le forze agenti sulle solette ai vari livelli a causa del vincolo offerto alla deformazione della parete dovuto alla presollecitazione.

Dal punto di vista sismico, il comportamento della struttura può essere utilmente schematizzato ricorrendo ai due macro-elementi strutturali costituiti dalla scatola e

<sup>8</sup> Data la geometria (tracciato verticale rettilineo) si sono preferite le barre da precompressione anziché i più comuni trefoli. Il costo del sistema di precompressione con barre risulta infatti più contenuto soprattutto a causa della minor complessità delle teste di ancoraggio. Inoltre con tale tecnologia il bloccaggio viene realizzato mediante rotazione della testa con un meccanismo a vite con dado conico e non tramite cunei di ancoraggio: è quindi possibile eliminare quasi completamente la perdita del tiro dovuta al rientro dei cunei. Infine le barre consentono un accoppiamento facile tra le varie tappe di getto mediante manicotti.

dalle tre pareti presenti al piano terra: la scatola può essere infatti in prima battuta pensata come un corpo rigido gravante su queste ultime. L'assenza di elementi sismo-resistenti centrifugati a livello del piano terra, suggerisce in tal senso la presenza di un primo modo di vibrare torsionale che vede la rotazione rigida della scatola superiore intorno ad un asse verticale che al piano terra impegna prevalentemente la coppia di pareti a lato delle rampe (pareti 2 e 3). In caso di sollecitazione sismica con direzione ortogonale al vano scale, il comportamento strutturale può venir invece accostato in un certo senso a quello di una struttura a pendolo inverso in quanto, oltre al fatto che un'importante aliquota di massa risulta localizzata nella parte superiore della struttura, ci si può aspettare che l'impegno in termini di risposta e un'eventuale dissipazione energetica si concentri prevalentemente nella parete 1 precompressa. Per un sisma diretto parallelamente alle scale buona parte dell'energia viene invece assorbita nuovamente dalle pareti 2 e 3. In ogni caso, essendo lo schema sismo-resistente del piano terra sostanzialmente isostatico<sup>9</sup> e l'eccentricità tra il centro di massa e quello di rigidità non trascurabile, per ogni direzione del sisma l'equilibrio richiede che le pareti forniscano una coppia torcente. Le due case si rivelano inoltre potenzialmente sensibili nei riguardi dei fenomeni torcenti a causa della presenza del perimetro vetrato al piano terra, che può manifestare gravi danni anche in seguito a spostamenti di entità minima.<sup>10</sup>

L'elemento "scatola" non sembra essere in prima battuta particolarmente problematico in virtù delle dimensioni e della configurazione delle pareti perimetrali e delle solette. Inoltre, i tasselli di collegamento tra le due solette superiori e le pareti esterne appaiono abbastanza diffusi e quindi potenzialmente non critici. L'elemento che in tal senso in caso di sisma risulta essere con ogni probabilità maggiormente sollecitato è la soletta sopra il piano terra che realizza l'interfaccia tra la scatola e le tre pareti presenti al piano terra.

Infine ulteriori elementi potenzialmente critici della struttura nel suo complesso risultano essere i due succitati architravi, anche in virtù delle variazioni delle corrispondenti sollecitazioni che è lecito attendersi come conseguenza delle oscillazioni della scatola.

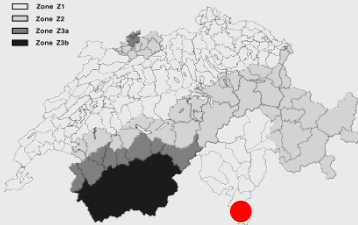
Data l'impostazione, la struttura si configura sostanzialmente rigida e risulta dotata di una capacità dissipativa abbastanza limitata. Il suo dimensionamento è stato quindi correttamente svolto ipotizzando una risposta sismica non duttile ( $q=2$ ).

---

<sup>9</sup> Al PT è presente il numero minimo di pareti (tre) con piani medi che non si incontrano lungo un asse, necessario a garantire l'equilibrio in caso di sollecitazione di orientamento qualunque.

<sup>10</sup> Ai sensi del punto 4.4.4.1 della norma SIA 260, la verifica di contenimento del danno degli elementi non strutturali non è tuttavia obbligatoria per edifici con classe d'uso I e II.

## 3.2.8 Palestra a Chiasso (TI)



Architetto: Baserga Mozzetti, Muralto (TI)

Ingegnere: Pedrazzini Guidotti, Lugano (TI)

Comittente: Comune di Chiasso

Località: Chiasso, Canton Ticino (TI)

Date: concorso 2007; progetto e realizzazione 2009-2011


Controventatura: riconducibile a telaio misto acciaio/c.a.

Zona sismica: Z1 (sismicità bassa,  $a_{gd} = 0,06g$ )


Classe d'uso: II

Categoria suolo: C


Fattore di struttura:  $q = 2$  (struttura non duttile)



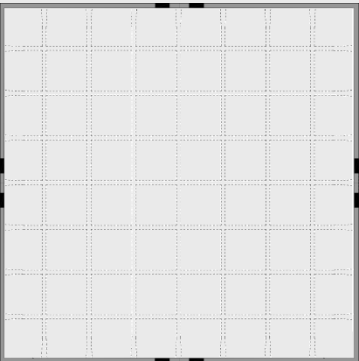
*Veduta esterna d'insieme della facciata nord*



*Veduta esterna d'insieme dell'angolo nord-ovest*



*Veduta interna del solaio a cassettoni e delle forcelle*



*Pianta della copertura*

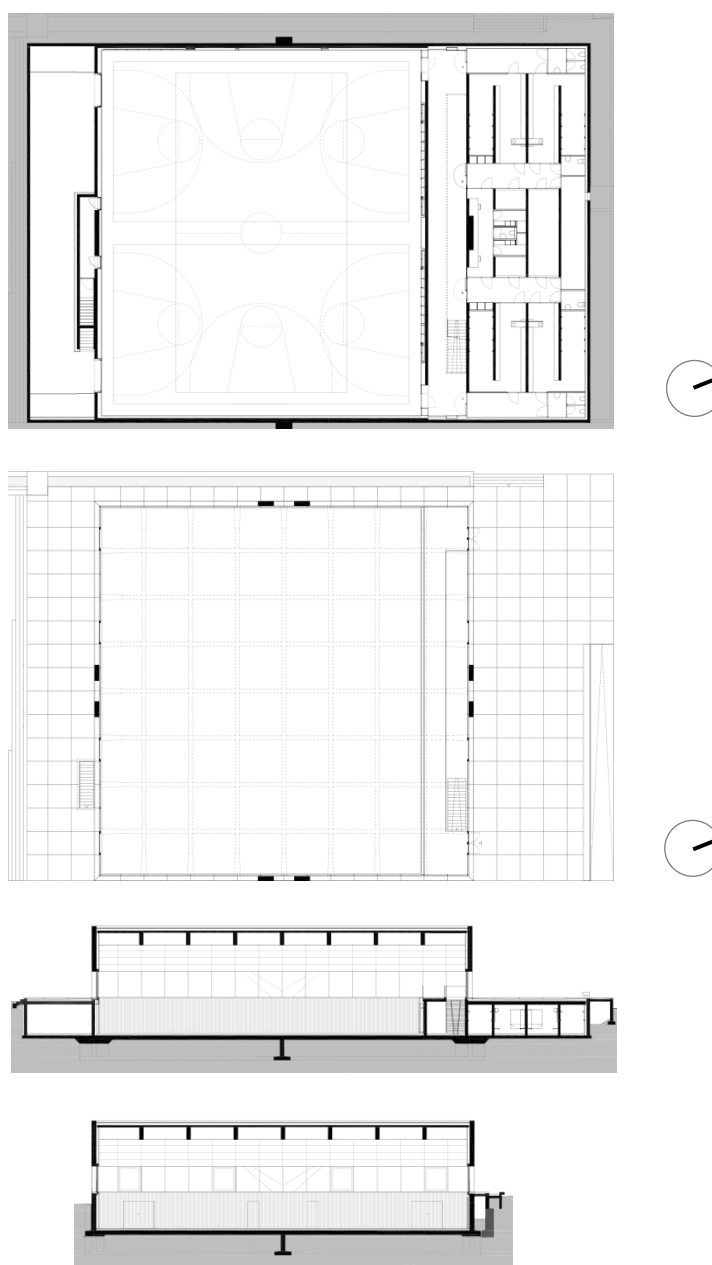
La palestra è inserita nel tessuto urbano di Chiasso, cittadina situata a ridosso del confine italiano di Como. Il progetto si è aggiudicato il secondo posto all'interno del premio internazionale *IOC/IPC/IACS Architecture and Design Award 2013*<sup>11</sup> ed è inoltre stato inserito all'interno di una pubblicazione curata dalla *fib-CH*<sup>12</sup> [54].

<sup>11</sup> Il premio è promosso ogni due anni dal Comitato Olimpico Internazionale (IOC), dal Comitato Paralimpico Internazionale (IPC) e dall'Associazione Internazionale per gli Impianti Sportivi e il Tempo Libero (IACS).

<sup>12</sup> La *fib-CH* è la sezione svizzera della *fib* (Fédération Internationale du Béton/International Federation for Structural Concrete), federazione formata da 43 gruppi membro nazionali e da circa



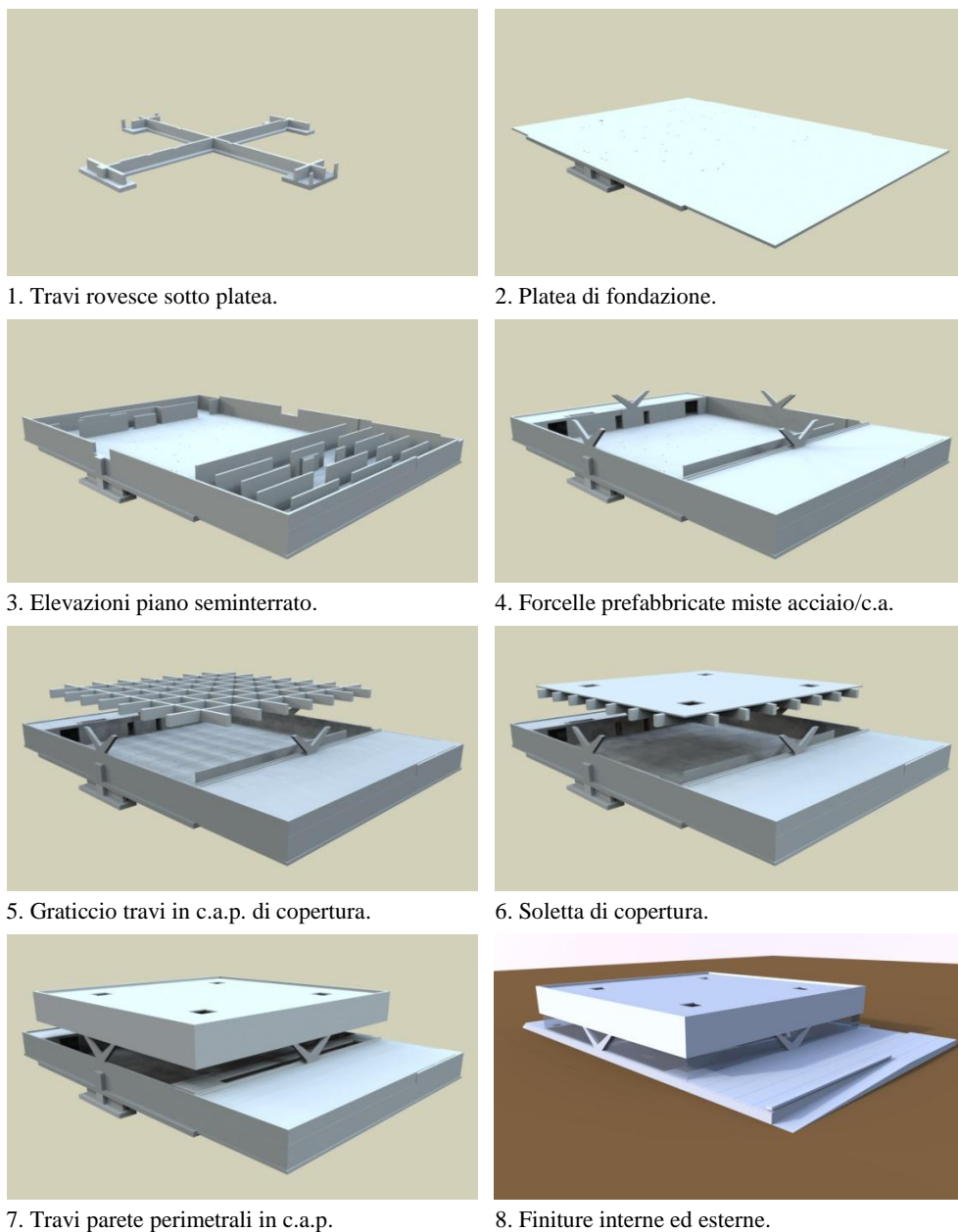
L'edificio si compone di due elementi (Figura 3.37): un basamento seminterrato a forma di parallelepipedo che ospita gli spogliatoi, i locali tecnici ed una sala ginnica a pianta quadrata; e la copertura di quest'ultima che, elevandosi al di sopra di tale basamento, permette l'ingresso della luce naturale grazie ad un perimetro vetrato senza soluzione di continuità che caratterizza il piano terreno della palestra.



**Figura 3.37** Dall'alto verso il basso: pianta seminterrato, pianta PT, sezione N-S, sezione E-O.

1000 istituzioni membro, che ha lo scopo di promuovere e sostenere i progressi della tecnologia del c.a. e c.a.p. La *fib* cura la pubblicazione del celebre *Model Code*, documento che presenta le ultime scoperte nell'ambito della progettazione delle strutture in c.a./c.a.p. e funge da riferimento per tutti i successivi aggiornamenti delle normative nazionali ed internazionali, tra i quali gli Eurocodici.

La struttura (Figura 3.38), ad eccezione delle quattro forcelle che sostengono la copertura, è interamente realizzata in calcestruzzo armato e precompresso.

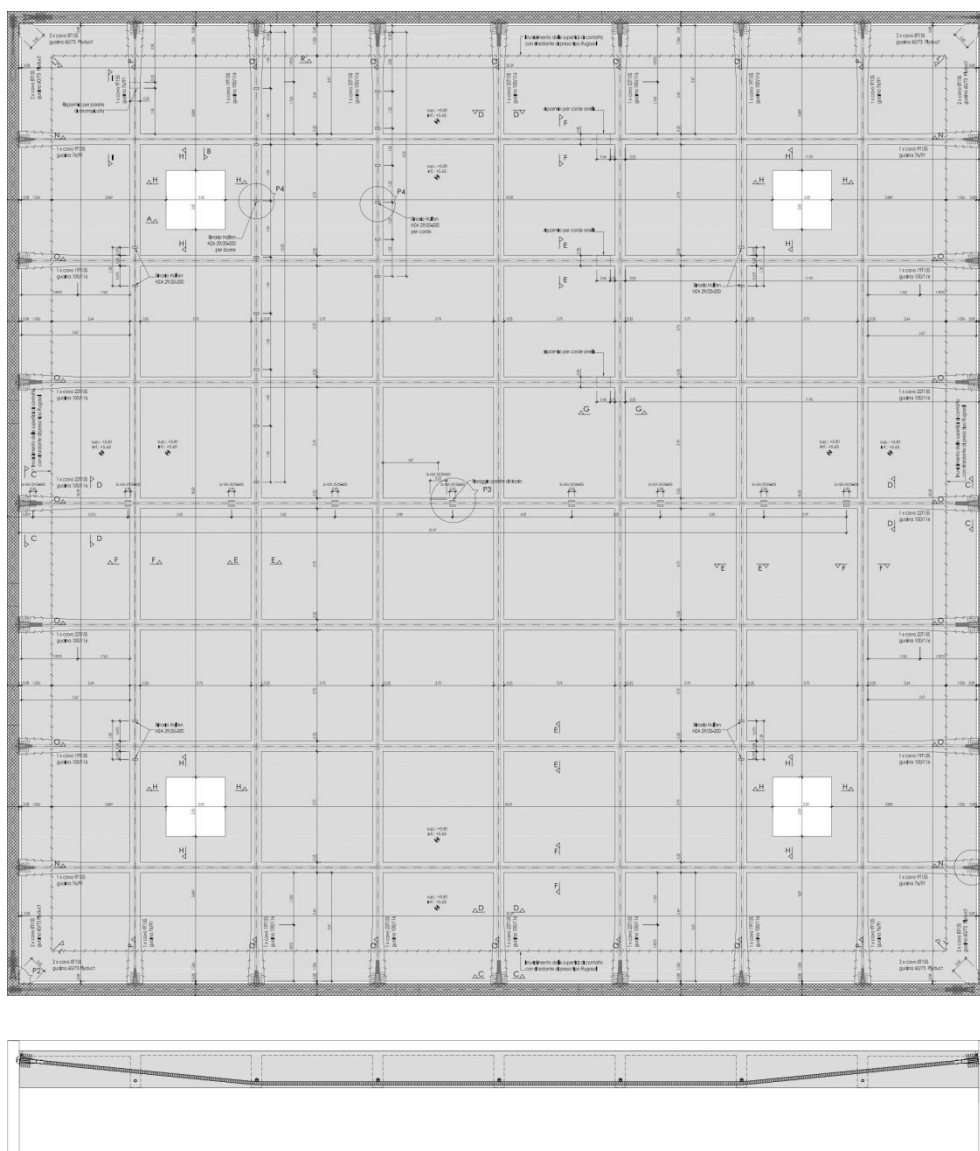


**Figura 3.38** Struttura della palestra e sue fasi realizzative.

L'edificio si imposta su di una platea in c.a., rinforzata mediante due travi rovesce che si incrociano al suo centro suddividendola in quattro porzioni quadrate di circa 16.5 m di lato. Poiché la quota di posa della platea si trova a circa 1.80 m al di sotto della massima quota possibile della falda freatica, la platea e le pareti perimetrali contro terra sono state concepite come un sistema "vasca bianca" impermeabile, prevedendo elementi di fessurazione controllata iniettati qualche mese dopo la

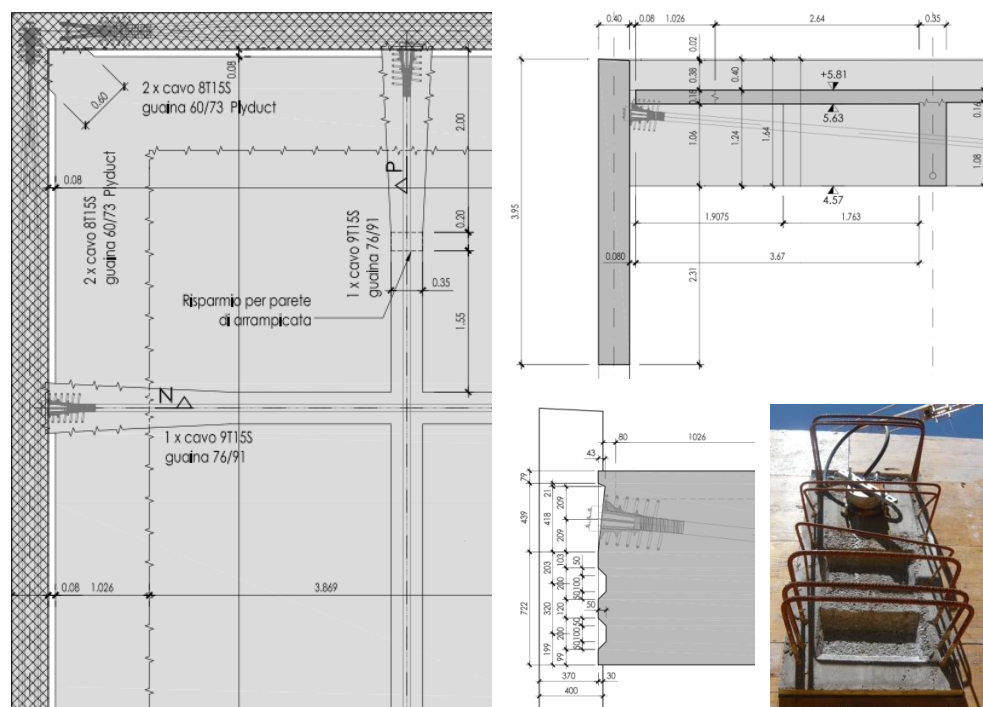
realizzazione dei getti. Al fine di evitare il sollevamento e la rottura della platea a causa della conseguente spinta idrostatica, è stato rispettivamente necessario mobilitare e distribuire sulla platea le forze concentrate provenienti dalle quattro forcelle che sostengono la copertura. Oltre alle pareti perimetrali sono state quindi realizzate le due travi di irrigidimento sotto platea sopraccitate.

La copertura della sala ginnica (Figura 3.39) è costituita da una soletta a cassettoni composto da un graticcio di 14 travi in c.a.p. (sezione 1.08x35 cm al netto della soletta) e da una soprastante soletta collaborante spessa dai 16 ai 18 cm. In pianta la copertura è un quadrato con lato di 32.85 m. La precompressione delle travi è realizzata mediante dei cavi con tracciato poligonale con deviazioni a 1/4 e 3/4 della luce in modo da evitare l'intersezione dei cavi in corrispondenza degli incroci.



**Figura 3.39** *In alto*: soletta di copertura con relativo graticcio di travi in c.a.p. *In basso*: andamento dei cavi di precompressione delle travi.

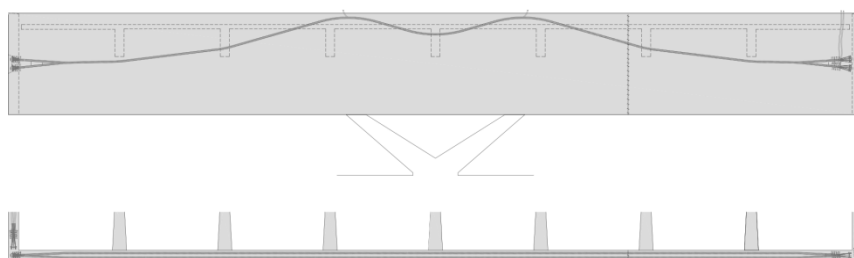
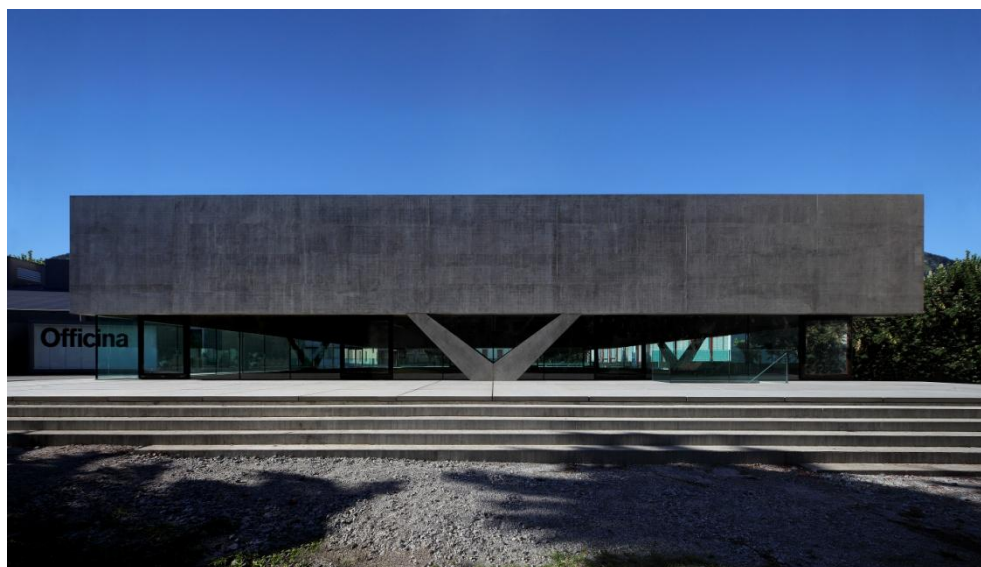
I cavi hanno dimensioni diverse in base agli sforzi di flessione delle rispettive travi: considerando la singola direzione in pianta, le tre travi centrali risultano più sollecitate e sono precomprese mediante 22 trecce da  $150\text{ mm}^2$ , le due travi seguenti con 19 trecce, mentre quelle più vicine agli spigoli hanno 9 trecce. La tesatura dei cavi è avvenuta in due fasi: 30% del tiro a 3 giorni dal getto, 100% dopo 21 giorni. Lungo il perimetro le travi del graticcio appoggiano su quattro travi parete di sezione  $395 \times 40\text{ cm}$  (Figura 3.40). Al fine di facilitare il passaggio delle tensioni di taglio tra il graticcio e le travi parete perimetrali sono stati realizzati due tasselli di ammortamento in corrispondenza della sezione di interfaccia (Figura 3.40 in basso a destra). Per ragioni termiche la soletta di copertura non appoggia – ad eccezione dei quattro spigoli – su tali travi parete, ma risulta staccata da esse da un giunto di 8 cm.



**Figura 3.40** Particolare di appoggio delle travi del graticcio sulle travi pareti perimetrali. *A sinistra:* dettaglio d'angolo del piano casseri della copertura. Si può notare come la soletta non appoggi lungo il perimetro ad eccezione dello spigolo. *A destra in alto:* sezione verticale in corrispondenza dell'interfaccia graticcio-trave parete perimetrale. *A destra in basso:* particolare dei due tasselli di appoggio del graticcio lungo il perimetro. Si noti inoltre come la testa di ancoraggio delle travi del graticcio risulti completamente nascosta una volta completato il getto della trave parete perimetrale.

Le travi parete di facciata sono state realizzate una volta completato il getto e la precompressione della copertura, in modo tale da nascondere le teste di ancoraggio del graticcio per una migliore resa estetica finale (Figura 3.41). Ciascuna trave parete è stata precompressa mediante 2 cavi di 8 trecce da  $150\text{ mm}^2$  al fine di prevenire la fessurazione del calcestruzzo. I cavi, dotati ciascuno di una testa fissa e di una testa mobile posizionate negli spigoli, sono stati tesati in tre fasi: 30% a 3 giorni dal getto, 70% dopo 14 giorni e 100% dopo 28 giorni. L'insieme delle travi perimetrali è stato

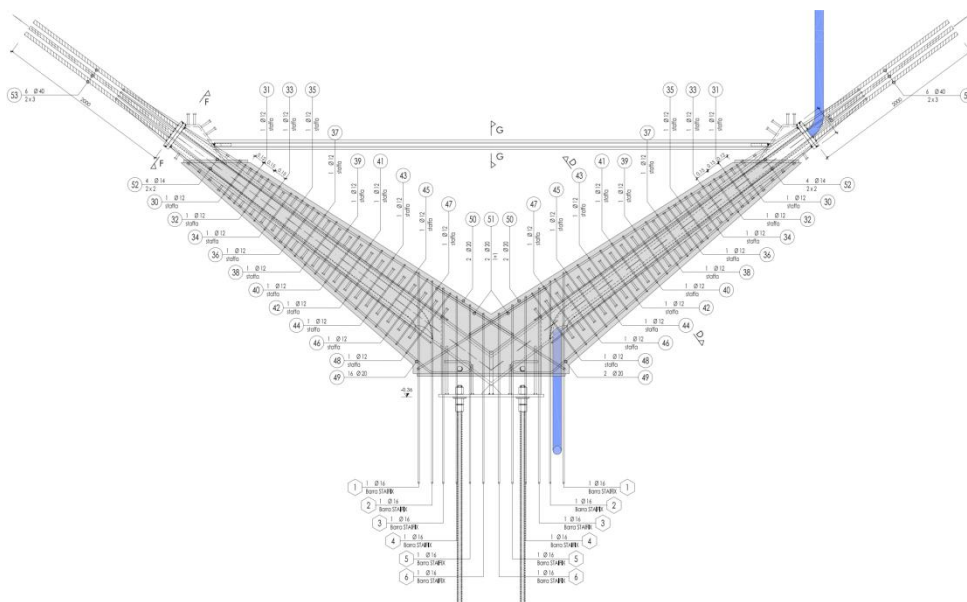
gettato in quattro tappe, che viste in pianta hanno una forma ad L con interruzione di getto nella zona centrale delle facciate.



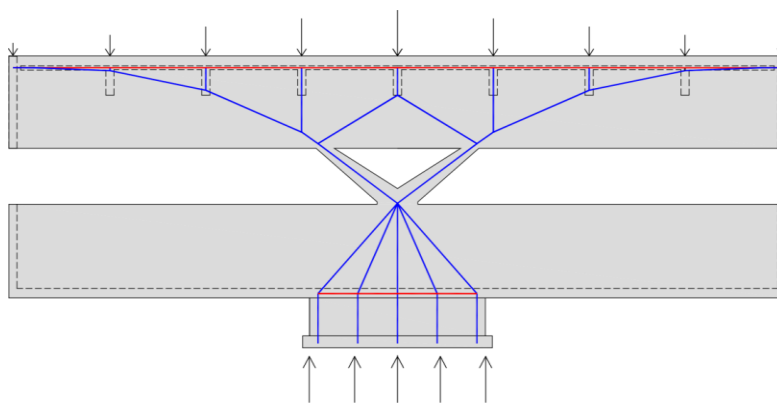
**Figura 3.41** Trave parete della facciata sud e andamento dei due cavi di precompressione in prospetto ed in pianta (uguale per tutte le travi parete). Il tracciato dei cavi, partendo dall'asse della trave, segue il diagramma del momento dovuto ai carichi esterni: il momento dovuto alla precompressione tenderà annullerà quello dei carichi esterni, permettendo di ottenere in tutte le sezioni una compressione centrata per la condizione di carico considerata. I cavi corrono in parallelo, ad eccezione dei due tratti estremi in cui si sfalsano in verticale per permettere l'alloggiamento delle teste di ancoraggio all'interno dello spessore di 40 cm. Si noti infine la tappa di getto a circa 1/3 della trave.

L'insieme delle travi parete perimetrali appoggia su quattro forcelle tra loro identiche posizionate al centro di ciascuna facciata (Figura 3.42). In questo modo la presenza della struttura nella fascia posta tra lo zoccolo dell'edificio e la copertura è ridotta al minimo consentendo la realizzazione di una chiusura perimetrale vetrata ininterrotta. Le forcelle hanno struttura mista acciaio-calcestruzzo: all'interno della sezione in calcestruzzo armato sono annegati due profili tubolari circolari ROR 273.25 in acciaio strutturale S355 dentro ai quali passano tutte le condotte elettriche ed i pluviali che collegano la copertura con il sottostante basamento. Questi elementi di appoggio sono stati prefabbricati in cantiere e successivamente posizionati nei rispettivi punti di appoggio sulle pareti del basamento seminterrato, le quali consentono di distribuire le forze concentrate alla platea e alle sottostanti travi di irrigidimento (Figura 3.43). Al di sotto delle forcelle, le pareti contro terra dei lati est

ed ovest del basamento risultano inoltre localmente inspessite (per una lunghezza di 1.45 m lo spessore passa da 40 a 95 cm) ed incastrate alle travi sotto platea, in modo da essere in grado di assorbire eventuali urti dovuti al traffico stradale.

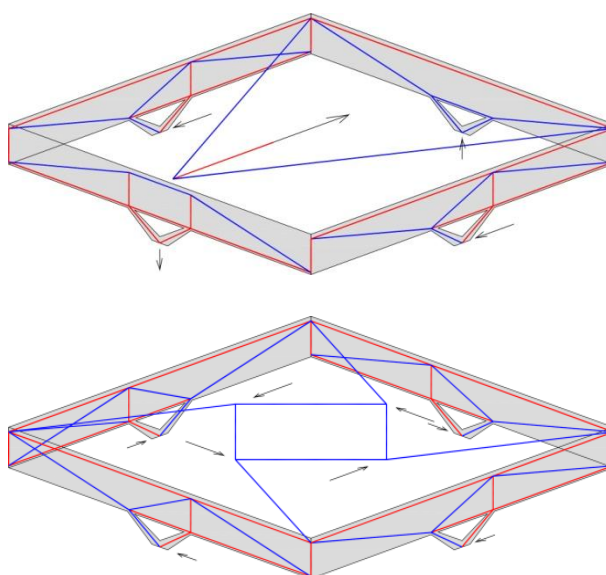


**Figura 3.42** Forcelle miste in acciaio-calcestruzzo di appoggio delle facciate. *In alto*: struttura metallica e gabbia di armatura. All'interno dei tubolari (ROR 273.25/S355) sono alloggiati i pluviali ed i cavi elettrici della copertura. *In basso*: il getto di completamento delle quattro forcelle è stato realizzato a terra in cantiere. Il posizionamento delle forcelle è avvenuto mediante autogrù sfruttando delle barre manicottate uscenti dalle pareti del basamento, alle quali è stata avvvitata la piastra di base delle forcelle. Successivamente si è potuto completare il getto della parete.



**Figura 3.43** Funzionamento statico della facciata (blu=punti, rosso=tiranti).

Per quanto riguarda la risposta alle azioni orizzontali, il basamento seminterrato realizza un cassone rigido sopra il quale è incastrata la struttura di copertura, che può perciò venire isolata ed analizzata efficacemente mediante degli schemi tirante-puntone (Figura 3.44). Se prese singolarmente le relative facciate si comporterebbero a mensola per azioni ad esse parallele, ma risulterebbero instabili per azioni ad esse ortogonali. La stabilità della struttura fuori terra è quindi garantita dalla collaborazione tra le facciate e la soletta di copertura. Nei quattro angoli questi elementi strutturali risultano infatti tutti collegati fra loro (Figura 3.40 a sinistra) e un'opportuna armatura di rinforzo diagonale posizionata nella soletta permette l'instaurarsi di campi di tensione sia tesi che compressi lungo tali direzioni, permettendo di instaurare un comportamento a diagramma. Le pareti, essendo collegate reciprocamente in corrispondenza degli spigoli, manifestano in virtù della loro collaborazione un comportamento che può essere assimilato ad un telaio. Considerando infatti una forza ortogonale a due delle quattro facciate (Figura 3.44 in alto), la rotazione delle facciate parallele alla sollecitazione – quelle che assorbono il taglio sismico – è impedita dall'appoggio indiretto fornito negli spigoli dalle rigide travi parete ad esse ortogonali – cioè quelle normali al sisma – che lavorano a flessione e trasmettono la forza a terra mediante una sollecitazione assiale delle forcelle. In questo modo le due facciate parallele al sisma passano da uno schema a mensola ad uno prossimo al telaio. In caso di sollecitazione torcente (Figura 3.44 in basso) si riscontra un funzionamento analogo al precedente per il quale tutte e quattro le facciate si sostengono mutualmente. La generica azione orizzontale viene equilibrata attraverso una sovrapposizione di questi due schemi elementari, che garantiscono quindi la stabilità della struttura in ogni situazione.



**Figura 3.44** Schematizzazione mediante modelli tirante-puntone del funzionamento della struttura per azioni orizzontali (blu=puntoni, rosso=tiranti). *In alto*: sollecitazione ortogonale alla facciata. *In basso*: equilibrio in caso di sollecitazione torcente. Disegni: Ingegneri Pedrazzini Guidotti SAGL.

Se allo stato limite ultimo il meccanismo di risposta della struttura in condizioni sismiche appare come si è appena visto soddisfacente, risulta tuttavia evidente che in riferimento alle condizioni di esercizio il perimetro vetrato del piano terra sia un elemento molto sensibile agli spostamenti della copertura, che potrebbero facilmente danneggiarlo.<sup>13</sup>

Un'ulteriore osservazione riguarda il fatto che il meccanismo sismo-resistente analizzato pocanzi manifesta ad ogni modo una limitata ridondanza e quindi un'esigua capacità di ridistribuire plasticamente le sollecitazioni. Per questo, anche in questo caso, la struttura è stata dimensionata come non duttile con un fattore di struttura basso ( $q=2$ ).

---

<sup>13</sup> Tuttavia, come già ricordato in precedenza, ai sensi del punto 4.4.4.1 della norma SIA 260, la verifica di contenimento del danno degli elementi non strutturali non è obbligatoria per edifici con classe d'uso I e II.



## 4. Analisi di due progetti

---

### 4.1 Introduzione

La selezione e le analisi qualitative dei progetti presentate nel corso del precedente capitolo, oltre che fornire degli esempi concreti di recenti realizzazioni di alta progettazione svizzera, hanno permesso di mettere in luce delle peculiarità e delle potenziali criticità strutturali, con riferimento alla tematica sismica, che non di rado possono essere riscontrate in questa nazione. Questi spunti trovano la loro naturale continuazione nel corso di questa ultima parte della tesi, in cui verranno analizzati in termini quantitativi i due progetti ritenuti più interessanti sia dal punto di vista della potenziale risposta sismica sia dal punto di vista della modellazione computazionale. Nello specifico, in questo capitolo verranno presentate delle analisi sismiche non lineari sviluppate per mezzo del programma di calcolo commerciale *SAP2000*.

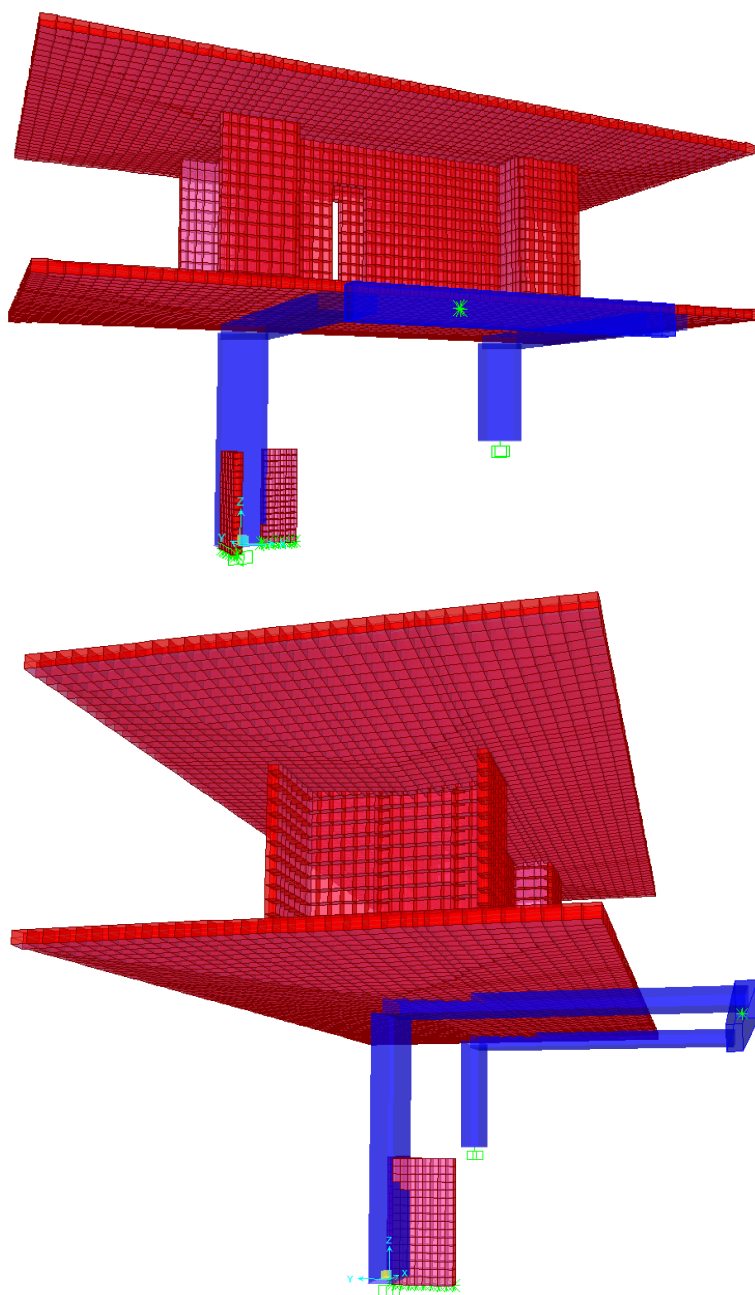
I due edifici selezionati verranno dapprima eccitati per mezzo di accelerogrammi artificiali scalati in base agli spettri elastici previsti dall'attuale normativa svizzera per i siti su cui sorgono; successivamente si analizzerà la risposta degli stessi edifici soggetti ad un terremoto più gravoso, quale un evento sismico di entità medio-alta con riferimento ai valori attendibili in Italia.

### 4.2 Casa a San Nazzaro (TI)

#### 4.2.1 Aspetti modellativi

Il modello tridimensionale di calcolo (Figura 4.1) è stato concepito in modo da riprodurre fedelmente la geometria della struttura in calcestruzzo armato descritta al precedente paragrafo 3.2.4. I due pilastri alla base della casa, le rispettive travi trasversali ed il cordolo di coronamento del muro di cinta sono stati modellati mediante elementi di tipo *frame*. Per la struttura della casa, composta dalle due solette a spessore variabile e dalle interposte pareti, si è fatto invece ricorso ad elementi di tipo *shell*. Si è inoltre deciso di modellare mediante questo ultimo tipo di

elementi anche le due pareti del pozzetto impiantistico a contatto con il pilastro più alto, in quanto la loro influenza sulla risposta sismica della struttura appare non trascurabile.



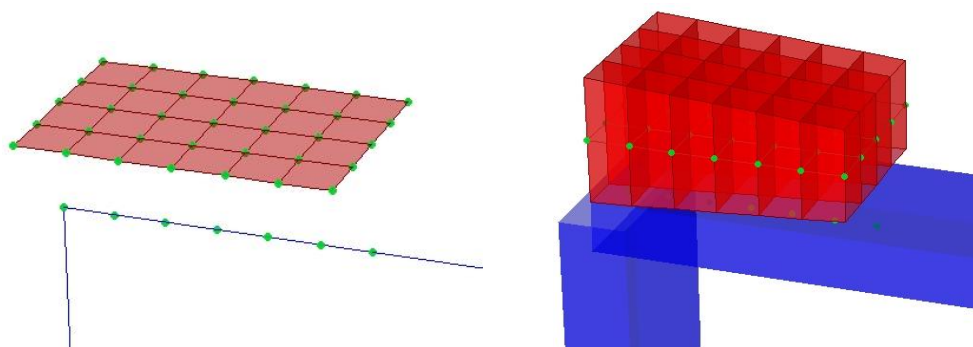
**Figura 4.1** Viste estruse tridimensionali del modello di calcolo. In blu sono evidenziati gli elementi *frame*, in rosso gli elementi *shell*, in verde i vincoli a terra (ad eccezione degli appoggi non lineari a compressione posti al di sotto del cordolo di coronamento del muro di cinta).

La presenza dei pali di fondazione e la conformazione dell'armatura in tale zona (vedi Figura 3.18), permettendo di escludere atti di moto di rotazione rigida della base dei pilastri, hanno consentito di concepire questi ultimi e le pareti del pozzo come incastrati alla base. Si è scelto di non considerare la reazione del terreno di

riempimento in corrispondenza della parte interrata del pilastro più alto, in quanto la sua consistenza sciolta e la natura lacustre della zona rendono dubbio il conseguente apporto in termini di rigidità di vincolo alla traslazione del pilastro.

Per modellare l'appoggio del cordolo sul muro di cinta si è invece fatto ricorso a degli elementi molla non lineari distribuiti che funzionano solo a compressione, in quanto non risulta presente alcun elemento di collegamento efficace tra le due parti in grado di impedire un eventuale stacco (vedi Figura 3.21). Come si è messo in luce in precedenza, l'unico vincolo efficace che si oppone ad un eventuale sollevamento del cordolo risulta essere il collegamento tra questo e la rampa di scale con annesso deposito attrezzi sottostante. In corrispondenza di tale punto è stata quindi posizionata una cerniera sferica.

Andando a considerare i collegamenti tra gli elementi, particolare attenzione è stata posta alla modellazione dei due "zoccoli rigidi" in c.a. presenti tra la soletta inferiore dell'edificio ed il sistema pilastro/trave (vedi Figura 3.20). In queste zone, in virtù della presenza di importanti staffe di legatura (vedi Figura 3.21), i nodi degli elementi *shell* di soletta risultano collegati mediante un vincolo di corpo rigido ai corrispondenti nodi dell'elemento *frame* che schematizza la sottostante trave. Per quanto riguarda le teste dei pilastri, le armature da esse uscenti e la particolare dimensione dello zoccolo (vedi Figura 3.18), benché non consentano di configurare un comportamento canonico a nodo di telaio con trasmissione diretta del momento dal pilastro alla trave, risultando sufficientemente ancorate a livello della soletta, hanno consentito di adottare l'ipotesi di pilastro incastrato.<sup>1</sup>



**Figura 4.2** Modellazione dello zoccolo rigido in c.a. in corrispondenza del collegamento tra la soletta inferiore, il pilastro e la trave. *A sinistra*: vista elementare della modello. *A destra*: corrispondente vista estrusa. Per ragioni di chiarezza grafica il resto della struttura è stato nascosto, isolando il solo assemblaggio. In verde sono evidenziati i nodi vincolati tra loro mediante un vincolo interno di corpo rigido.

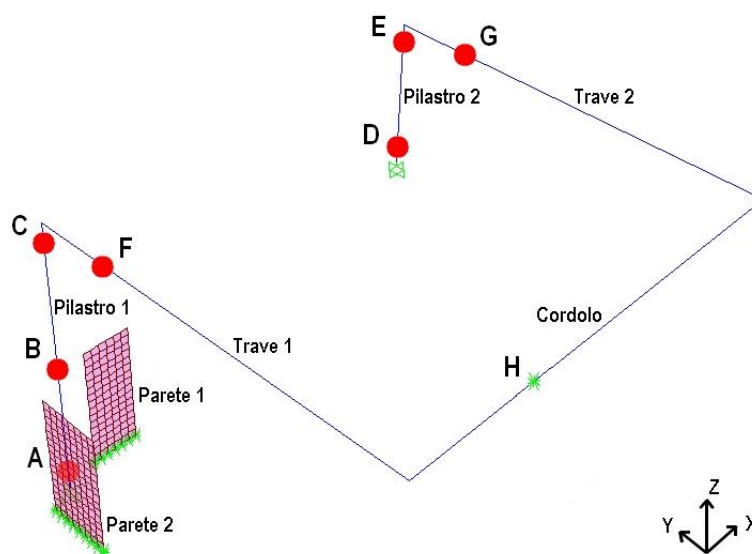
<sup>1</sup> I ferri verticali dei pilastri non risultano piegati all'interno delle rispettive travi trasversali, ma proseguono dritti fino all'estradosso della soletta soprastante, dove risultano piegati verso l'esterno contrariamente alla configurazione di armatura tipica dei nodi di telaio continui [83]. Tuttavia l'ancoraggio di circa 2 metri di tali armature in detta soletta, la presenza di due importanti staffe trasversali nel nodo, unitamente all'armatura della trave risvoltata in tale zona permettono di ipotizzare un vincolo di incastro tra lo zoccolo e la testa dei pilastri.

L'assemblaggio così concepito (Figura 4.2) porta i due pilastri a lavorare a telaio, mentre le due travi trasversali, risultando incastrate allo zoccolo ed appoggiate al cordolo all'altra estremità, sotto carico sismico sviluppano un momento massimo in corrispondenza della fine dello zoccolo.

Tra il pilastro più alto e le due pareti del pozzo impianti a contatto con esso è presente un vincolo che consente la trasmissione delle sole forze orizzontali, evitando così l'accoppiamento a momento tra gli elementi, in quanto non risulta presente un'armatura passante efficace. La posizione delle pareti del pozzo è stata mantenuta eccentrica rispetto all'asse del pilastro in modo da consentire di riprodurre in maniera fedele la risposta dinamica.

La meshatura del modello è stata realizzata facendo ricorso unicamente ad elementi *shell* quadrilateri, curando la corrispondenza fra tutti i nodi degli elementi in modo da escludere il ricorso a vincoli cinematici (*edge constraints*) tra i bordi degli stessi.

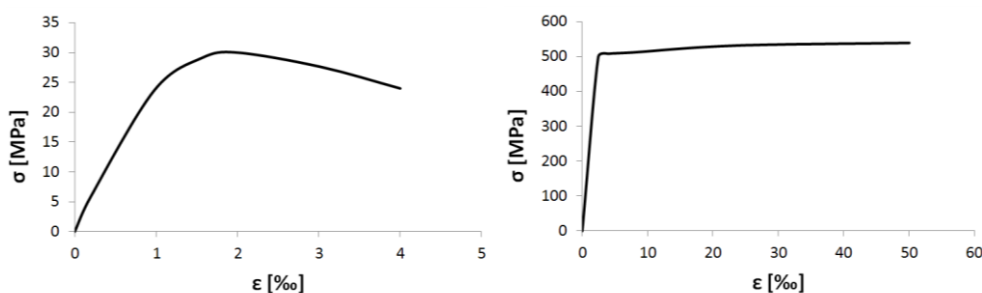
Data la geometria della struttura, le non linearità del modello sono quasi tutte schematizzabili come concentrate. In particolare si sono adottate sette cerniere plastiche a fibre, la cui posizione è illustrata nella seguente Figura 4.3. Le cerniere sono state posizionate alle estremità incastrate degli elementi *frame* e nella mezzeria del pilastro 1, in corrispondenza dell'inizio delle pareti del pozzo impianti. Anche queste ultime sono degli elementi non lineari in modo da evitare che offrano un vincolo inverosimile al pilastro, in particolare una volta raggiunta la condizione di plasticizzazione delle armature. Si sono in questo caso utilizzati degli elementi *shell* non lineari a strati in grado di tenere conto dell'effettiva armatura presente e del comportamento non lineare dei materiali.



**Figura 4.3** Elementi non lineari presenti nel modello. In rosso sono indicate le cerniere plastiche a fibre, in viola gli elementi *shell* non lineari a strati, in verde i vincoli a terra del modello.

Seguendo le indicazioni del documento SIA 2018 [49] relativo alla modellazione non lineare delle cerniere plastiche delle strutture in calcestruzzo armato, al fine di cogliere in maniera verosimile il comportamento post-elastico, si sono utilizzati i valori caratteristici dei materiali per modellare e verificare i meccanismi di rottura duttile. Il controllo dei meccanismi di rottura fragili è stato invece condotto in base alle resistenze caratteristiche.

In sede di definizione dei parametri non lineari dei materiali si è utilizzato il modello di Mander per caratterizzare la legge tensione-deformazione del calcestruzzo, mentre per modellare il comportamento dell'acciaio d'armatura si è scelto di adottare la relazione proposta da Park [55]. I modelli teorici sono stati tarati in base ai valori caratteristici di resistenza e deformazione contenuti nella succitata normativa, ottenendo i legami riportati in Figura 4.4. La resistenza a trazione del calcestruzzo è stata trascurata, così come il confinamento in quanto, date le dimensioni della sezione dei pilastri e delle travi, le staffe a due bracci provviste in assenza di legature interne delle armature longitudinali esplicano in tal senso un effetto trascurabile.

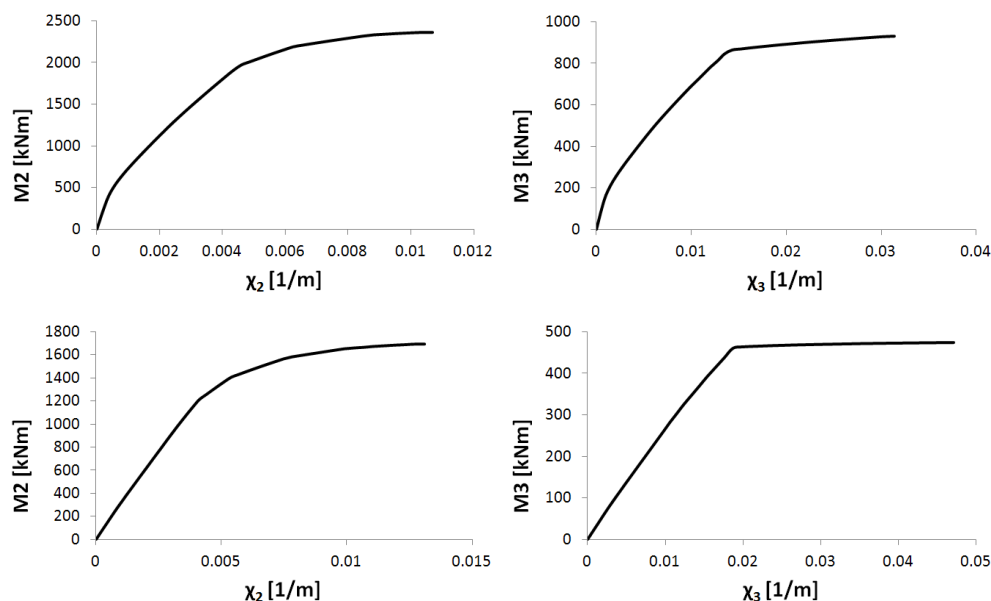


**Figura 4.4** Leggi costitutive dei materiali. A sinistra: calcestruzzo tipo C30/37 dei pilastri (modello di Mander). A destra: acciaio d'armatura tipo B500B (modello di Park).

I conseguenti diagrammi momento-curvatura caratterizzanti le cerniere plastiche a fibre di pilastri e travi sono riportati nella successiva Figura 4.5, distinguendo il comportamento nelle direzioni di maggiore e minore inerzia. Nella Tabella 4.1 vengono forniti per le stesse sezioni i valori relativi allo snervamento e alla condizione ultima, assieme alle rispettive duttilità in curvatura. I valori di duttilità che si riscontrano risultano abbastanza contenuti.

L'analisi sezionale preliminare ha inoltre consentito di ricavare i valori dei moduli d'inerzia fessurati, utilizzati per caratterizzare la rigidezza degli elementi *frame* al di fuori della zona plastica nella successiva analisi sismica.<sup>2</sup>

<sup>2</sup> I documenti SIA 2018 [49] e SIA D 0171 [84], relativi alle analisi sismiche rispettivamente di edifici esistenti e nuovi, raccomandano di adottare nelle analisi sismiche i valori di inerzia fessurata. Nel caso in oggetto i conseguenti coefficienti riduttivi adottati risultano pari a 0.43 e 0.38, rispettivamente per la direzione di inerzia maggiore e minore dei pilastri; 0.39 e 0.36, per le travi. Per i pilastri si è fatto riferimento ad un valore di sforzo assiale di compressione relativo alla combinazione di carico quasi permanente, mentre per le travi si è considerata un'azione assiale nulla. I valori ricavati risultano in linea con quelli tabellati (Tabella G.3) nel documento SIA D0171.



**Figura 4.5** Diagrammi momento-curvatura relativi alle cerniere plastiche a fibre dei pilastri (*in alto*) e delle travi (*in basso*). *A sinistra*: diagramma relativo alla direzione associata all'inerzia maggiore (M2). *A destra*: direzione con inerzia minore (M3). I diagrammi sono tracciati a partire dai rispettivi valori di sforzo normale dovuti alla combinazione dei carichi quasi permanente utilizzata a monte dell'analisi sismica ( $N=1930$  kN per i pilastri,  $N=0$  kN per le travi). Il ramo di *softening* dei diagrammi, successivo al raggiungimento della deformazione ultima nella fibra di calcestruzzo più estrema, non è stato qui riportato.

**Tabella 4.1** Valori sezionali allo snervamento, alla rottura e conseguente duttilità.

Sezione	$N_{sd,QP}$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	$\chi_y$ [1/m]	$\chi_u$ [1/m]	$\mu_\chi = \chi_u / \chi_y$
Pilastro (M2)	1930	1961	2360	0.00453	0.01146	2.53
Pilastro (M3)	1930	862	930	0.01395	0.03026	2.17
Trave (M2)	0	1206	1694	0.00408	0.01264	3.10
Trave (M3)	0	463	474	0.01884	0.04731	2.51

La lunghezza delle cerniere plastiche a fibre è stata calcolata facendo nuovamente riferimento al documento SIA 2018 che riprende la ben nota formulazione proposta da Paulay & Priesley in [56].<sup>3</sup>

<sup>3</sup> La lunghezza della zona plastica è data dalla seguente formula:

$$L_{pl} = a_{st} (0.08 L_v + 0.022 f_s d_{bl})$$

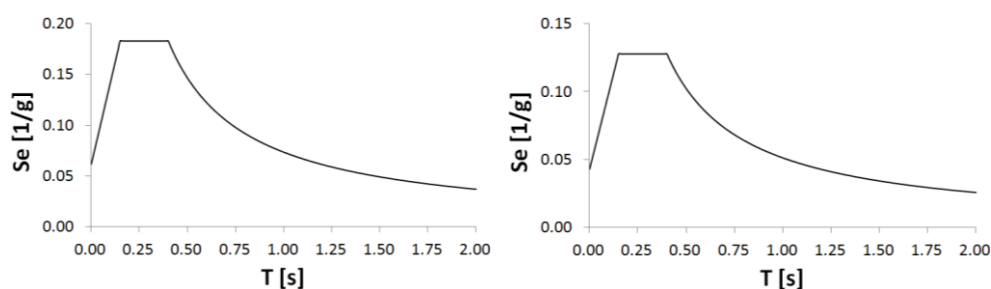
in cui  $a_{st}$  è un coefficiente correttivo che vale 0.8,  $L_v$  è la luce di taglio,  $f_s$  è la tensione di snervamento dell'armatura e  $d_{bl}$  il suo diametro. Il coefficiente correttivo  $a_{st}$ , originariamente non presente nella formulazione proposta, tiene conto del rapporto di incrudimento ridotto dell'acciaio con classe di duttilità B adottato frequentemente in Svizzera.

In questo caso, dati i vincoli precedentemente discussi, per i pilastri la luce di taglio è stata assunta pari a metà dell'altezza, mentre per le travi pari all'intera lunghezza dell'elemento.

#### 4.2.2 Analisi sismica

Il modello dell'edificio precedentemente descritto è stato sottoposto ad un'analisi dinamica *time history* non lineare con integrazione al passo.

In Figura 4.6 vengono riportati gli spettri elastici di risposta ricavati facendo riferimento ai parametri di sito riportati al Paragrafo 3.2.4 e a partire dai quali sono stati generati gli accelerogrammi artificiali spettrocompatibili necessari allo svolgimento di tale analisi.<sup>4</sup> La particolare geometria dell'edificio, che vede l'esclusiva presenza di elementi in calcestruzzo armato e l'assenza di elementi non strutturali "danneggiabili" quali tamponamenti e tramezzature in grado di dissipare una quota parte dell'energia in input dovuta all'evento sismico, ha spinto a considerare più verosimile per la struttura in oggetto uno smorzamento viscoso equivalente pari al 2%, al posto del classico 5%. Si è inoltre ritenuto opportuno tenere in considerazione anche la componente di accelerazione verticale.



**Figura 4.6** Spettri elastici di risposta riferiti ad uno smorzamento  $\xi=2\%$ . A sinistra: componente di accelerazione orizzontale. A destra: componente di accelerazione verticale.

I carichi agenti sulla struttura e le rispettive combinazioni sono stati calcolati in ossequio alle attuali norme svizzere.<sup>5</sup> Il conseguente peso della struttura associato alla combinazione sismica delle azioni è risultato essere di 3970 kN.<sup>6</sup>

Nelle successive Tabella 4.2 e Figura 4.7 vengono riportate le informazioni salienti e le deformate modali relative ai primi sei modi di vibrare della struttura, capaci di mobilitare gran parte della relativa massa. Analizzando i modi 1 e 3, si può notare come la mobilitazione della massa in direzione Y (direzione parallela alle travi) sia

<sup>4</sup> Gli spettri elastici di risposta sono stati tracciati in base alle prescrizioni della norma SIA 261 [39], che riprende i parametri specificati dall'Eurocodice 8 [40] per gli spettri raccomandati di Tipo 1.

In assenza di riferimenti normativi svizzeri, gli accelerogrammi artificiali spettrocompatibili sono invece stati generati a partire dai precedenti spettri elastici di risposta in base alle disposizioni contenute nell'EC8 e nelle norme italiane NTC 2008 [58] [85]. In tal senso si è fatto ricorso al software SIMQKE\_GR [86], sviluppato dal Prof. Piero Gelfi dell'Università di Brescia e basato sul codice di calcolo SIMQKE-1 sviluppato dall'Università della California (Berkeley).

<sup>5</sup> I pesi volumici dei materiali e le combinazioni delle azioni contenuti nelle norme svizzere SIA 260 [41] e SIA 261 [39] risultano allineati con i dettami degli Eurocodici 0 e 1 rispettivamente [87] [88].

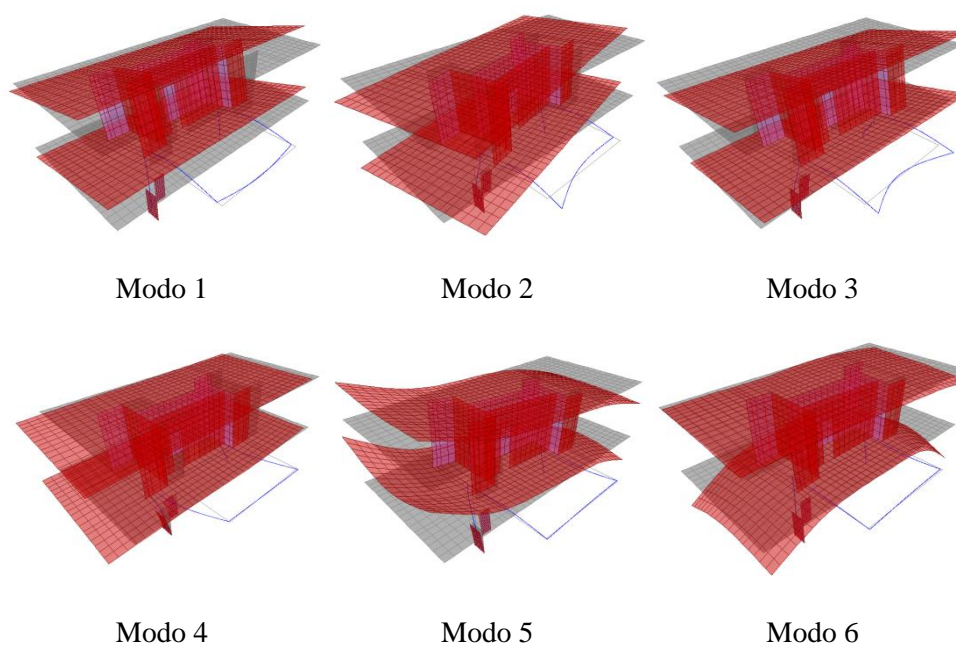
<sup>6</sup> Valore considerevole se si osservano le dimensioni contenute dell'edificio, ma giustificato dagli importanti spessori (fino a 75 cm) delle due solette in calcestruzzo armato che con i loro 2650 kN di peso rappresentano da sole quasi il 70% dell'intera massa sismica.

sempre accompagnata da un moto rotatorio del blocco dell'edificio attorno all'asse parallelo a X che collega la testa dei pilastri, il che spiega anche l'elevato periodo di vibrazione associato al primo moto. Il modo 2 è torsionale, mentre il modo 4 mobilita la gran parte della massa in direzione X. La mobilitazione della massa in direzione Z è infine associata ai modi di vibrare dotati di rigidezza più elevata successivi a partire dal quinto.

Operando un confronto con i precedenti spettri elastici è possibile affermare che, ad eccezione del primo, i periodi dei modi più influenti in termini di risposta dinamica della struttura si collocano nella regione di plateau o comunque nelle sue immediate vicinanze.

**Tabella 4.2** Periodi propri e relative masse modali partecipanti espresse in percentuale.

<b>Modo</b>	<b>T</b> [s]	<b>U<sub>X</sub></b> [%]	<b>U<sub>Y</sub></b> [%]	<b>U<sub>Z</sub></b> [%]	<b>R<sub>X</sub></b> [%]	<b>R<sub>Y</sub></b> [%]	<b>R<sub>Z</sub></b> [%]
1	1.535	0.00	<b>60.19</b>	0.01	<b>37.58</b>	0.00	0.00
2	0.516	0.67	0.98	0.00	1.80	0.02	<b>93.93</b>
3	0.276	0.09	<b>37.18</b>	0.01	<b>51.56</b>	0.01	2.98
4	0.224	<b>95.16</b>	0.01	0.05	0.02	2.12	0.50
5	0.097	1.60	0.00	4.71	0.01	<b>76.89</b>	0.00
6	0.082	0.09	0.00	<b>23.94</b>	0.02	2.07	0.01
<b>Somma [%]</b>		97.61	98.36	28.72	90.99	81.11	97.42



**Figura 4.7** Deformate modali dei primi sei modi di vibrare.



Come accennato in precedenza, l'analisi è stata condotta adottando per gli elementi lineari *frame* al di fuori della cerniera plastica una rigidità flessionale ridotta per tener conto della fessurazione. Le rigidità degli elementi *shell* del blocco soprastante i pilastri sono invece state lasciate integre in quanto, data la geometria della struttura e come confermato anche dalla successiva analisi, risultano scarsamente sollecitati e quindi poco fessurati. L'analisi dinamica è stata svolta tenendo inoltre conto dell'effetto  $P-\delta$  dovuto alle non linearità geometriche del secondo ordine.

I cicli isteretici momento-rotazione delle cerniere plastiche ricavati a valle dell'analisi sismica sono riportati nelle successive figure.<sup>7</sup>

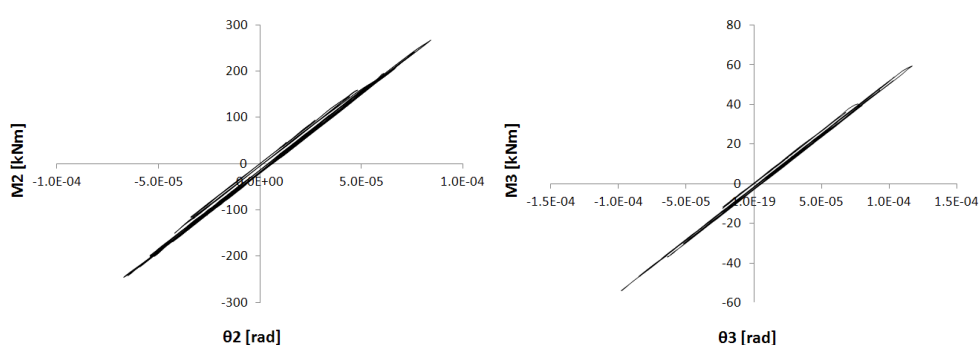


Figura 4.8 Cicli relativi alla cerniera A (pilastro 1), direzioni di maggiore (sx) e minore (dx) inerzia.

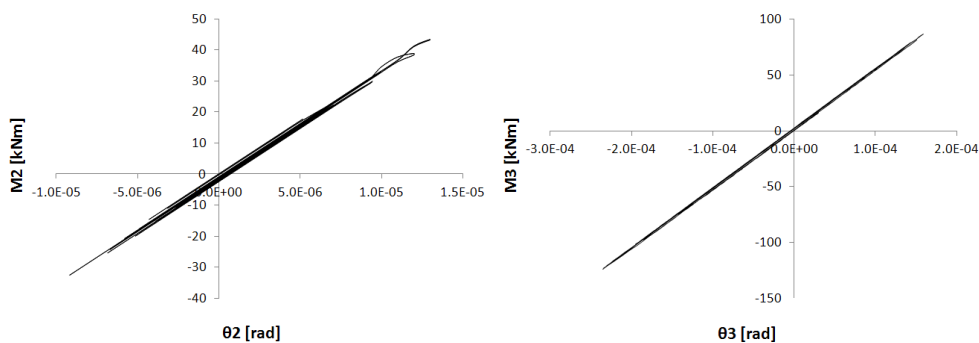


Figura 4.9 Cicli relativi alla cerniera B (pilastro 1), direzioni di maggiore (sx) e minore (dx) inerzia.

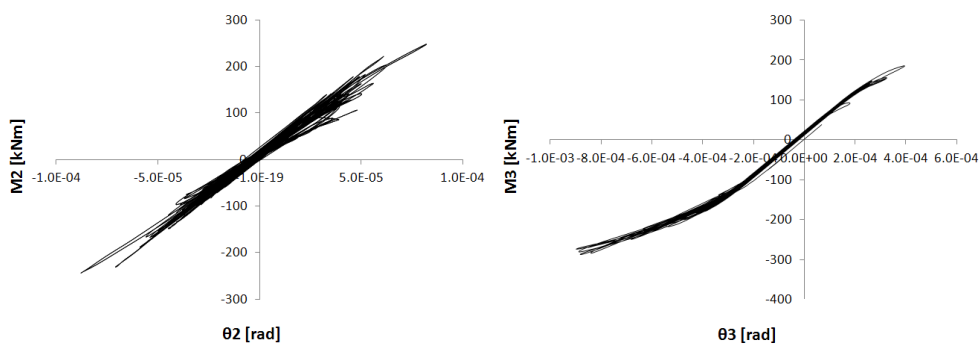
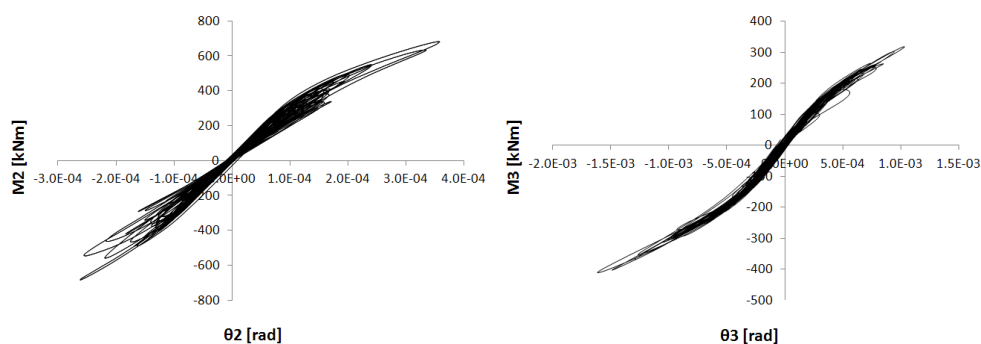
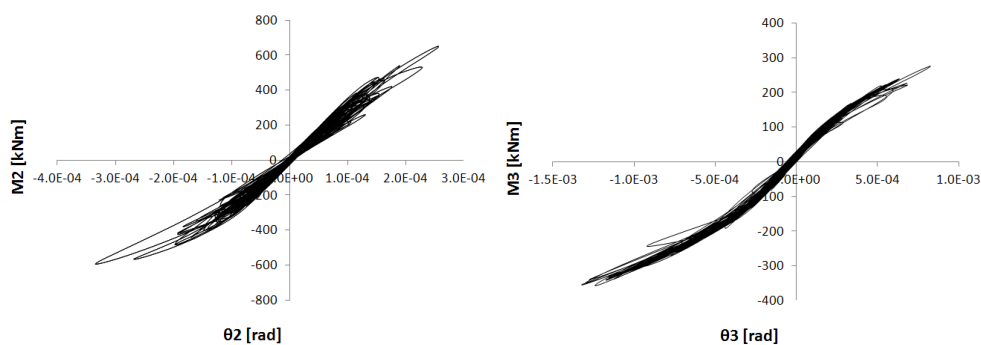


Figura 4.10 Cicli relativi alla cerniera C (pilastro 1), direzioni di maggiore (sx) e minore (dx) inerzia.

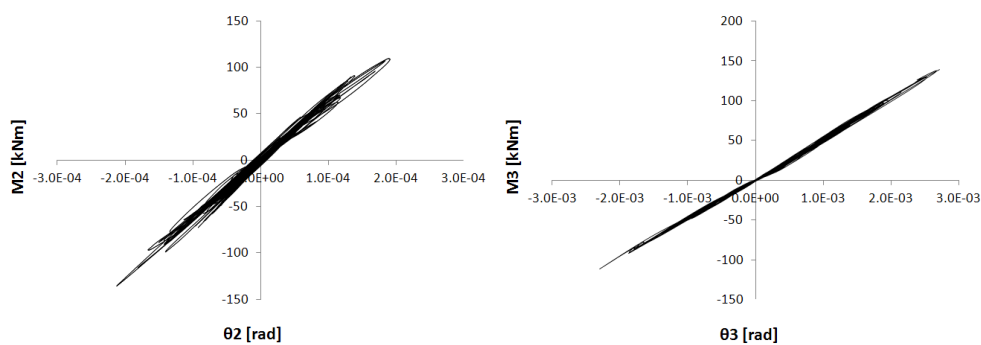
<sup>7</sup> Per la nomenclatura delle cerniere si faccia riferimento alle lettere riportate in Figura 4.3.



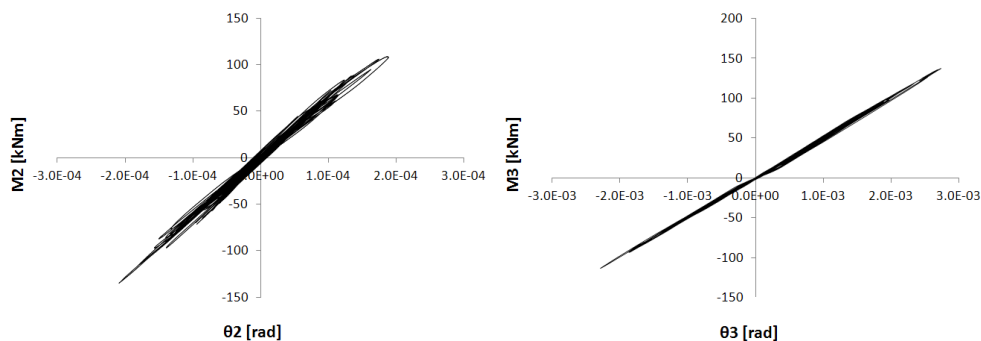
**Figura 4.11** Cicli relativi alla cerniera D (pilastro 2), direzione di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.



**Figura 4.12** Cicli relativi alla cerniera E (pilastro 2), direzione di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.



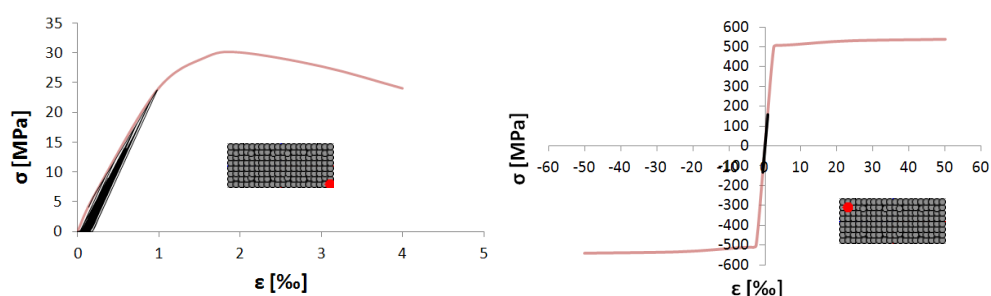
**Figura 4.13** Cicli relativi alla cerniera F (trave 1), direzione di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.



**Figura 4.14** Cicli relativi alla cerniera G (trave 2), direzione di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.

Analizzando i cicli emerge in generale una scarsa escursione in campo plastico. In particolare le cerniere delle travi (F e G) e quelle relative al piede (A) e alla mezzeria

(B) del pilastro 1 manifestano un comportamento praticamente lineare in virtù dei bassi momenti sollecitanti. Le uniche cerniere che evidenziano un accenno di comportamento non lineare sono quelle del pilastro 2 (D e E) e quella in testa al pilastro 1 (C). Come è possibile osservare dalla Figura 4.15, relativa alle fibre della cerniera plastica maggiormente sollecitata (cerniera E), i valori di momento sollecitante risultano incapaci di plasticizzare l'armatura e la non linearità dei conseguenti cicli è quindi interamente da attribuire alla legge  $\sigma$ - $\epsilon$  non lineare propria del materiale calcestruzzo. In maniera analoga, anche le pareti del pozzo impianti, risultando scarsamente impegnate sia a momento che a taglio, manifestano un comportamento che si discosta poco da quello lineare.

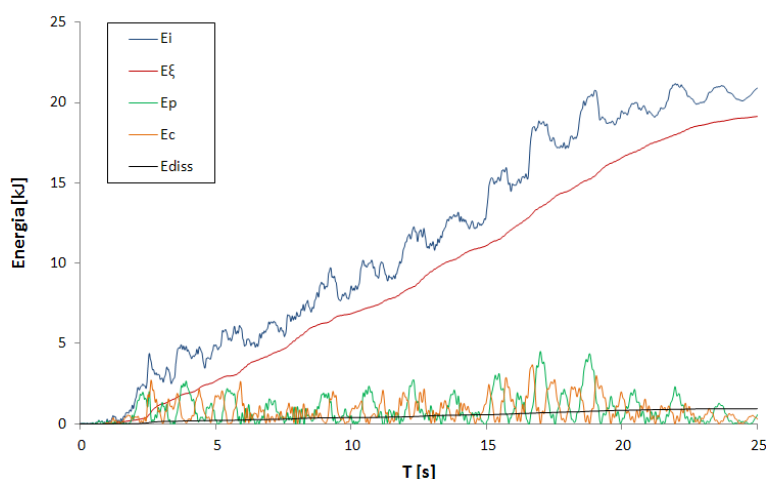


**Figura 4.15** Diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  relativi alle fibre più sollecitate della cerniera E (pilastro 2). A sinistra: fibra relativa al calcestruzzo di uno spigolo. La tensione massima risulta  $\sigma_{sd,max}=23.7$  MPa, pari al 79% di  $f_{ck}$ . A destra: fibra relativa al ferro d'angolo diametralmente opposto. La tensione massima risulta  $\sigma_{sd,max}=160$  MPa, pari al 32% di  $f_{sk}$ . In rosso sono richiamate le leggi  $\sigma$ - $\epsilon$  specificate per i due materiali, in nero sono riportate le variazioni di tensione-deformazione che si registrano durante l'evento sismico. Per il comportamento isteretico del calcestruzzo segue una legge alla Takeda [57], mentre per l'acciaio è stato utilizzato un modello cinematico.

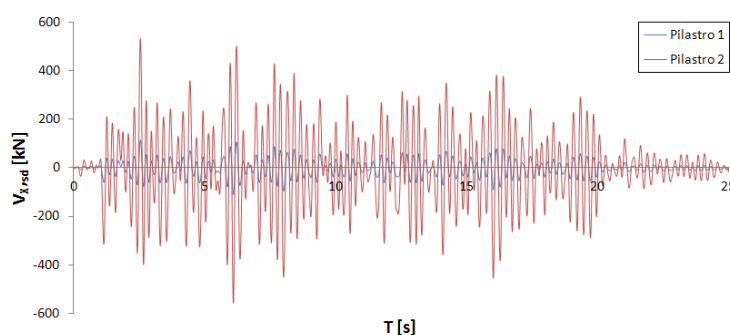
Il ragionamento appena svolto trova una riconferma nel bilancio energetico complessivo dell'analisi dinamica riportato nella precedente Figura 4.16. Dal grafico risulta evidente che la maggior parte dell'energia in ingresso dovuta al sisma viene dissipata per mezzo dello smorzamento alla Rayleigh associato all'analisi dinamica con integrazione al passo e posto pari al 2% nell'intervallo relativo alle principali frequenze di vibrazione della struttura. In particolare l'energia dissipata per mezzo del lavoro svolto dalle cerniere plastiche risulta inferiore al 5% del totale.

Andando ora a considerare l'andamento del taglio relativo ai pilastri (Figura 4.17 e Figura 4.18) si nota come il pilastro 2, dotato di minor lunghezza e quindi di maggior rigidità, assorbe buona parte della forza sismica orizzontale. In ogni caso il valore del taglio risulta al di sotto della resistenza offerta dai due elementi.<sup>8</sup> Dalla Figura 4.18 si può inoltre notare come la minor rigidità della struttura in direzione Y si traduca nel fatto che lo smorzamento delle oscillazioni dovute al taglio al termine dell'azione sismica avvenga più lentamente rispetto a quanto avvenga in direzione X.

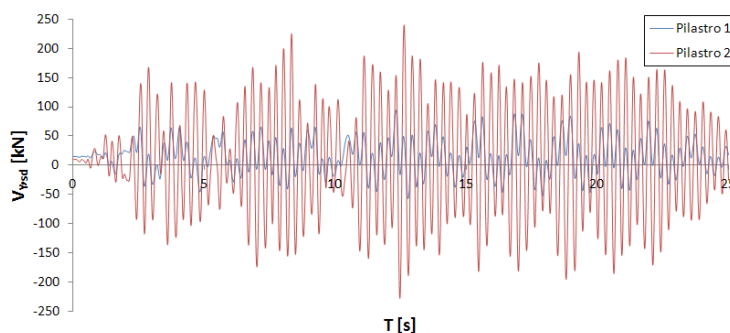
<sup>8</sup> La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  dei pilastri, calcolata in base alla norma SIA 262 [42] (in linea con l'EC2 [75]) con l'analogia del traliccio ad inclinazione variabile risulta pari a  $V_{Rd}=V_{Rd,c}=V_{Rd,s}=1480$  kN in direzione forte (direzione globale X) e  $V_{Rd}=V_{Rd,s}=570$  kN in direzione debole (direzione globale Y).



**Figura 4.16** Bilancio energetico dell'analisi sismica. A fronte di un'energia totale in input ( $E_i$ ) di 20.89 kJ, a fine analisi la dissipazione associata allo smorzamento ( $E_\xi$ ) risulta di 19.11 kJ (91.5%), mentre quella associata al lavoro delle cerniere plastiche ( $E_{diss}$ ) risulta di 0.92 kJ (4.4%). La restante parte dell'energia (0.86 kJ pari al 4.1%) risulta ancora distribuita tra energia cinetica e potenziale, in quanto la struttura a fine analisi manifesta ancora delle lievi oscillazioni in Y destinate a scomparire nel breve periodo a causa dello smorzamento. In totale quindi la quota parte di energia dissipata attraverso smorzamento risulta pari al 95.6% del totale.



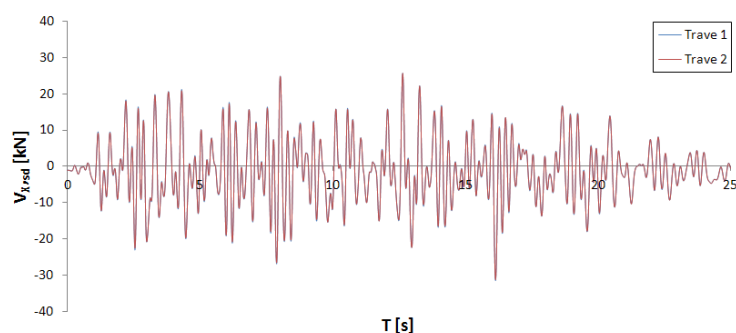
**Figura 4.17** Andamento del taglio in direzione X (direzione forte) nei pilastri. Le sollecitazioni sono riferite alla testa dei pilastri.



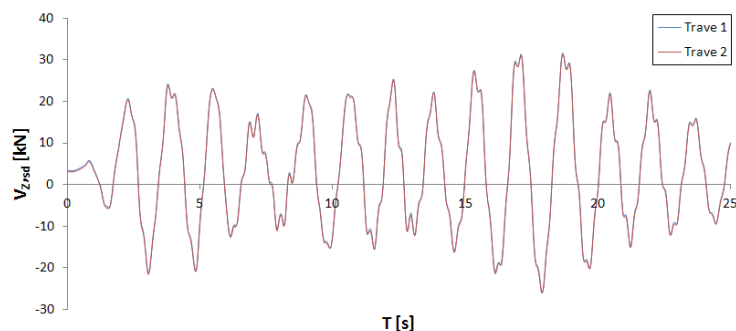
**Figura 4.18** Andamento del taglio in direzione Y (direzione debole) nei pilastri. Le sollecitazioni sono riferite alla testa dei pilastri.

L'andamento del taglio nelle due travi (Figura 4.19 e Figura 4.20) si rivela coincidente e manifesta valori molto piccoli a riprova del fatto che questi elementi risultano poco sollecitati dal sisma a causa della scarsa rigidezza che offrono in virtù

della particolare configurazione strutturale.<sup>9</sup> Appare interessante notare come la frequenza delle oscillazioni del taglio riferito alla direzione debole delle travi (direzione globale Z) sia sensibilmente più bassa rispetto a quella relativa alla direzione forte (direzione globale X) e risulti con buona approssimazione pari a quella del primo modo di vibrare che coinvolge la rotazione attorno all'asse parallelo ad X passante per la teste dei pilastri. Si può notare come tale rotazione tenda a smorzarsi lentamente a causa della bassa rigidezza offerta dalle travi.



**Figura 4.19** Andamento del taglio in direzione X (direzione forte) nelle travi. Le sollecitazioni sono riferite al punto di mezzeria.



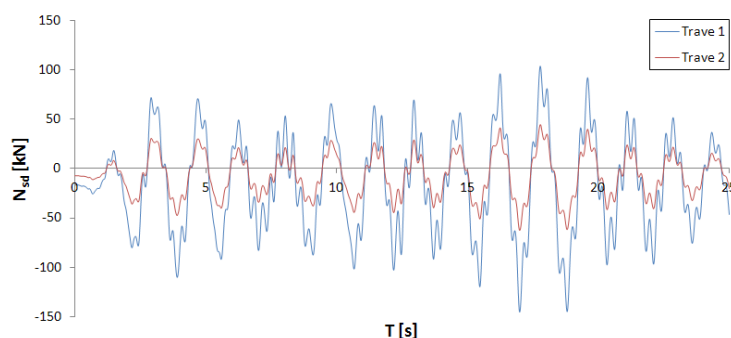
**Figura 4.20** Andamento del taglio in direzione Z (direzione debole) nelle travi. Le sollecitazioni sono riferite al punto di mezzeria.

Nonostante l'azione assiale nelle travi (Figura 4.21) si mantenga attorno a valori contenuti, le corrispondenti tensioni tangenziali orizzontali che si esplicano all'interfaccia tra la trave 1 ed il cordolo risultano tuttavia relativamente alte anche se non ancora in grado di pregiudicare la resistenza del giunto.<sup>10</sup> Il corrispondente giunto tra la trave 2 e il cordolo si rivela invece verificato con un buon margine di

<sup>9</sup> La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  delle travi, calcolata in base alla norma SIA 262 [42] (in linea con l'EC2 [75]) con l'analogia del traliccio ad inclinazione variabile risulta pari a  $V_{Rd}=V_{Rd,c}=V_{Rd,s}=1140$  kN in direzione forte (direzione globale X) e  $V_{Rd}=V_{Rd,s}=435$  kN in direzione debole (direzione globale Z).

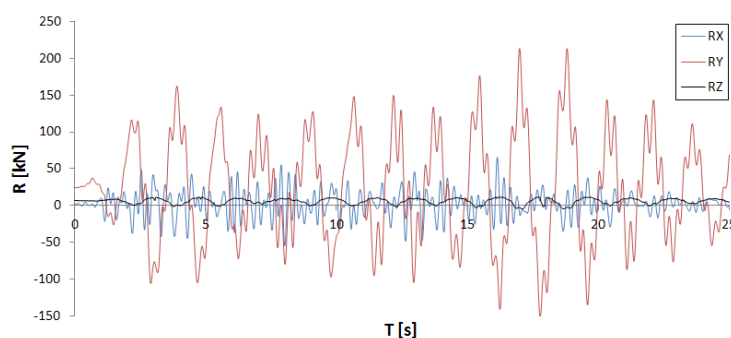
<sup>10</sup> Per giunti fra diverse tappe di getto sollecitati a taglio, in condizioni di superficie in calcestruzzo senza trattamenti irruvidenti particolari e in assenza di azione assiale normale al giunto, la norma SIA 262 [42] (formula 53) indica una tensione tangenziale massima pari a  $0.35 \cdot \tau_{cd}$ , che per il calcestruzzo utilizzato per le travi e per il cordolo risulta pari a 0.35 MPa. La tensione di taglio massima che si registra in corrispondenza del giunto trave 1/cordolo in questo caso è invece pari a circa 0.30 MPa.

sicurezza. L'azione assiale è infatti più elevata nella trave 1 rispetto alla 2 a causa della maggior vicinanza della prima con il collegamento con la rampa ed il sottostante deposito. Le sollecitazioni del cordolo posto a coronamento del muro di cinta in pietra non risultano importanti.



**Figura 4.21** Azione assiale nelle travi.

In Figura 4.22 sono riportate le componenti della reazione di vincolo offerta dal collegamento del cordolo con la rampa scale ed il deposito attrezzi. Si osserva che la componente preponderante risulta quella parallela alle travi, direttamente influenzata dallo sforzo assiale di queste ultime. Il quantitativo di armatura di ripresa presente in tale zona consente di assorbire tale trazione.<sup>11</sup> Infine non si evidenziano valori importanti della componente di trazione in Z, indice del fatto che tale collegamento, per un sisma dell'intensità considerata, non è essenziale per evitare il ribaltamento della struttura.

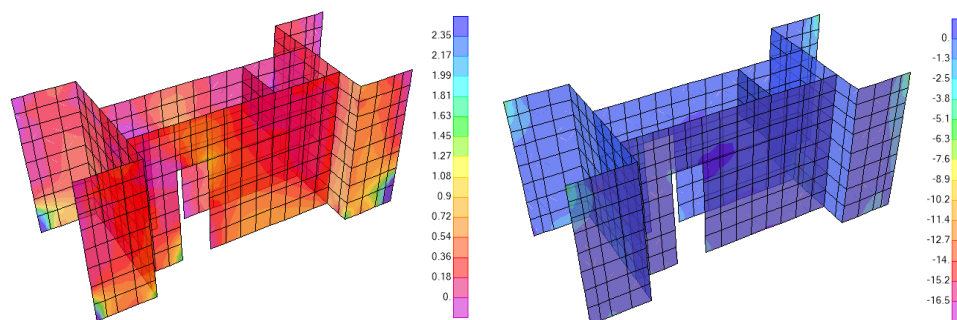


**Figura 4.22** Reazione in corrispondenza dell'appoggio relativo al collegamento del cordolo con il corpo scala/deposito (punto H).

Per quanto concerne le due solette, le sollecitazioni massime che si registrano durante l'analisi sismica risultano sensibilmente inferiori alle corrispondenti sollecitazioni allo stato limite ultimo per soli carichi verticali e non risultano in generale in grado di plasticizzare le armature presenti.

<sup>11</sup> Sono presenti 14 ferri  $\phi 16$  capaci di riprendere una trazione pari a 1224 kN (valori di resistenza di progetto).

In Figura 4.23 è invece presentata una verifica grafica delle tensioni principali relative alle pareti dell'edificio relativa all'analisi sismica. Data la loro notevole estensione in riferimento alle forze in gioco, le tensioni principali delle pareti risultano, ad eccezione di qualche spigolo, sempre inferiori alla resistenza a trazione del calcestruzzo salvo qualche punto di singolarità. Risultano quindi confermate le ipotesi di comportamento lineare e di rigidezze non fessurate adottate nell'analisi.



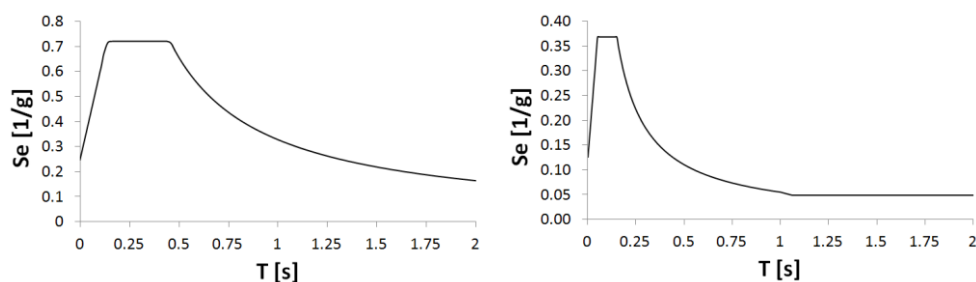
**Figura 4.23** Verifica grafica delle tensioni principali delle pareti. A sinistra: massime tensioni principali di trazione. Le zone in blu scuro oltrepassano la resistenza a trazione di progetto del cls (C25/30,  $f_{ctd}=2.35$  MPa). A destra: minime (in segno) tensioni di compressione. Nessun punto oltrepassa la resistenza a compressione di progetto del cls (C25/30,  $f_{cd}=16.5$  MPa).

A valle dell'analisi sismica presentata, la struttura risulta in generale dimensionata con un buon margine di sicurezza nei confronti di un potenziale evento sismico previsto dall'attuale normativa per il sito su cui sorge. Alcuni dettagli locali come il collegamento tra le travi e il cordolo o il collegamento tra quest'ultimo e il corpo scala/deposito potrebbero tuttavia raggiungere condizioni critiche anche in caso di sollecitazione sismica leggermente più gravosa.

Appare a questo punto interessante valutare la risposta di una struttura così atipica per il nostro panorama edilizio facendo riferimento ad un ipotetico sisma italiano di entità medio-alta.

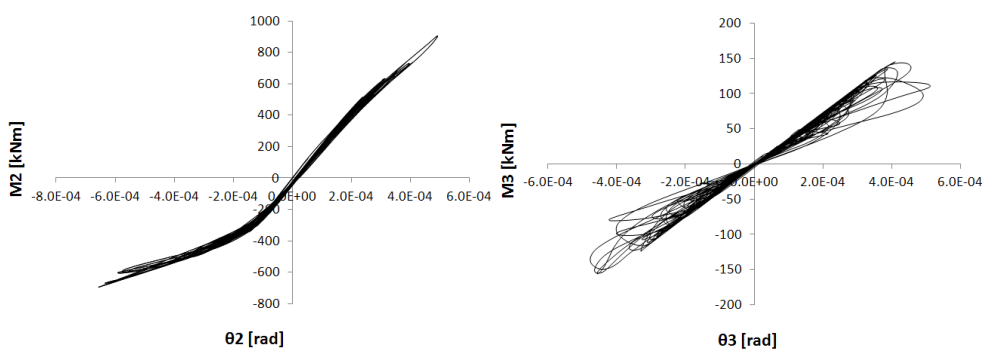
#### 4.2.3 Approfondimento nel caso di sisma più gravoso

Al fine di ottenere delle informazioni circa la risposta globale ed il grado di adeguatezza degli elementi principali della struttura in caso di azione sismica più gravosa, al modello computazionale descritto al paragrafo precedente sono stati applicati degli accelerogrammi ricavati a partire dagli spettri di risposta elastici orizzontale e verticale previsti dall'attuale normativa italiana per la città di Udine (Figura 4.24). L'analisi dinamica è stata condotta in maniera analoga a quanto descritto in precedenza.

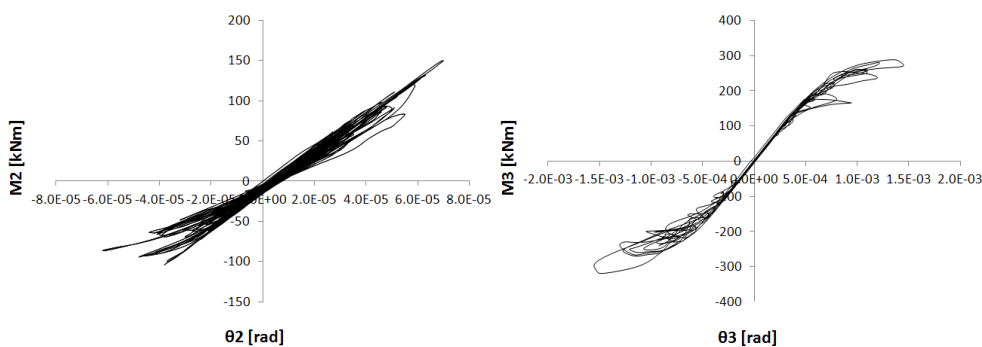


**Figura 4.24** Spettri elastici di risposta previsti dalle NTC 2008 [58] per il comune di Udine, facendo riferimento ad una categoria di sottosuolo B e a uno smorzamento viscoso  $\xi=2\%$ . A sinistra: componente di accelerazione orizzontale. A destra: componente di accelerazione verticale.

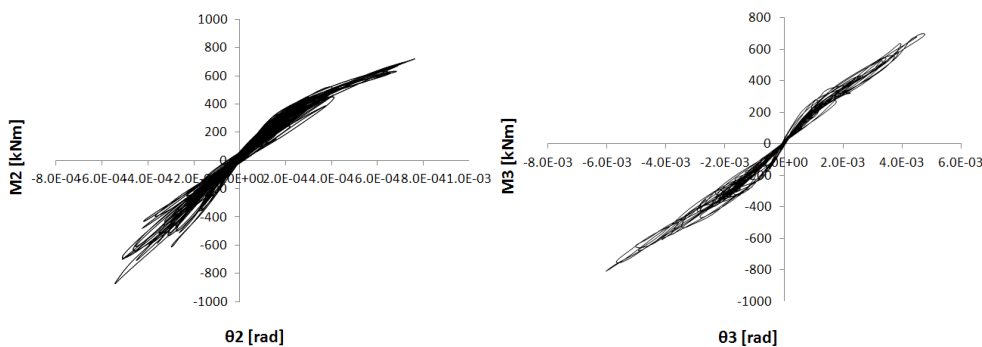
A valle di questa seconda analisi sono stati ottenuti i seguenti cicli momento-rotazione relativi alle cerniere plastiche di pilastri e travi (vedi Figura 4.3).



**Figura 4.25** Cicli relativi alla cerniera A (pilastro 1), direzioni di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.



**Figura 4.26** Cicli relativi alla cerniera B (pilastro 1), direzioni di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.



**Figura 4.27** Cicli relativi alla cerniera C (pilastro 1), direzioni di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.



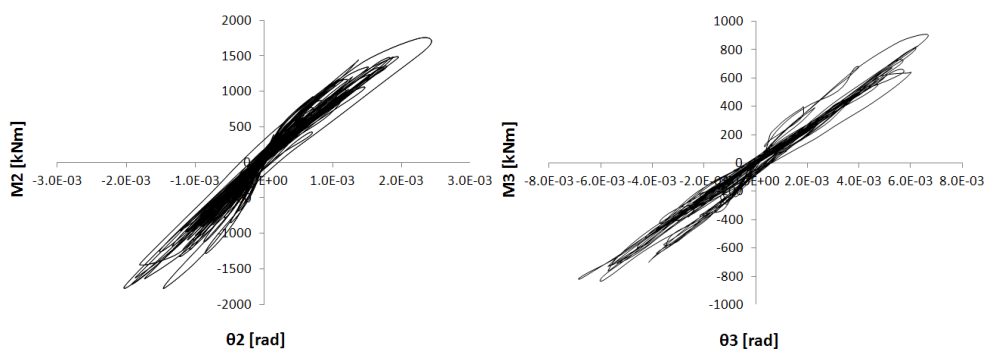


Figura 4.28 Cicli relativi alla cerniera D (pilastro 2), direzioni di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.

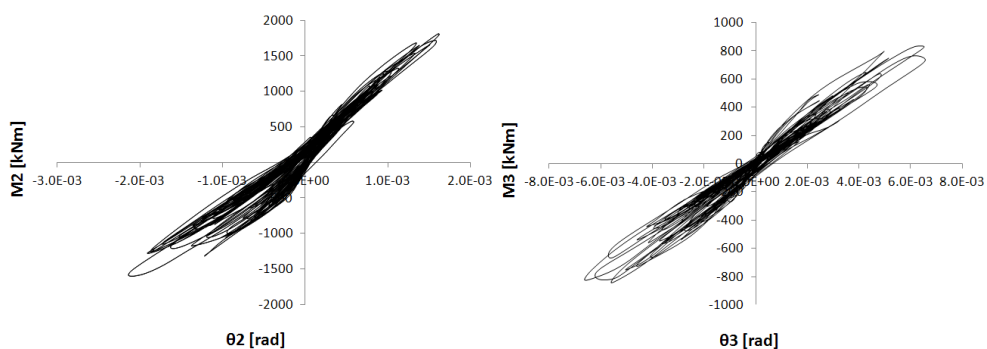


Figura 4.29 Cicli relativi alla cerniera E (pilastro 2), direzioni di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.

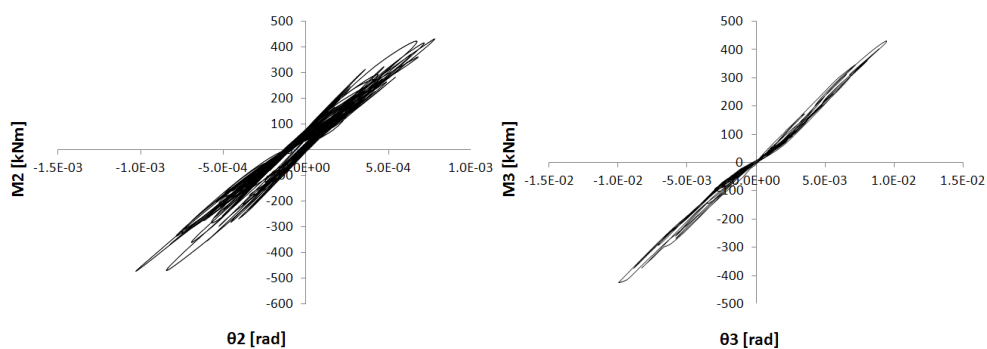


Figura 4.30 Cicli relativi alla cerniera F (trave 1), direzioni di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.

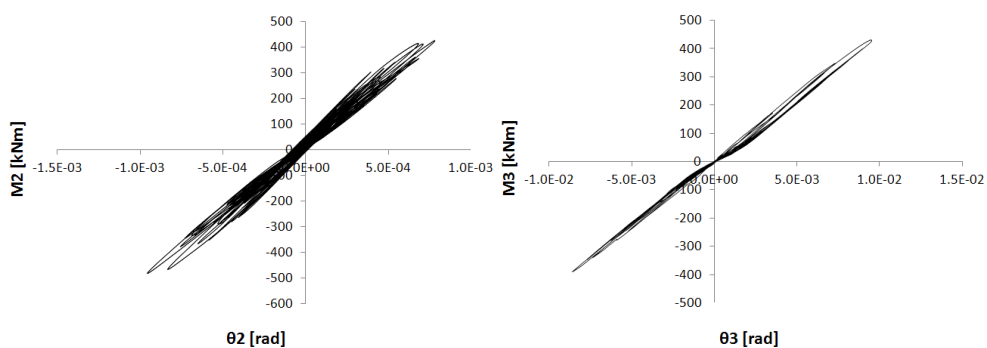
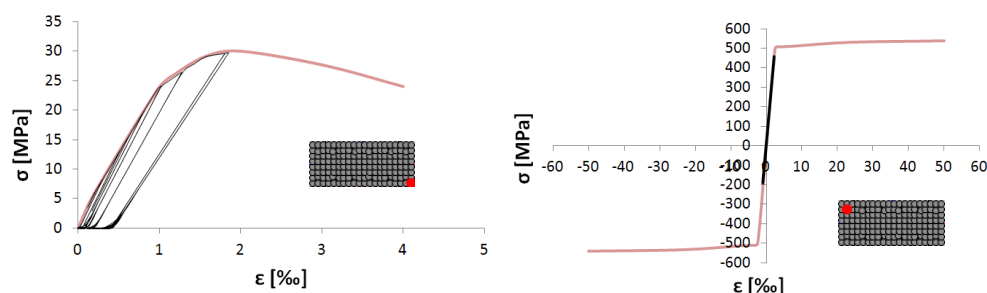


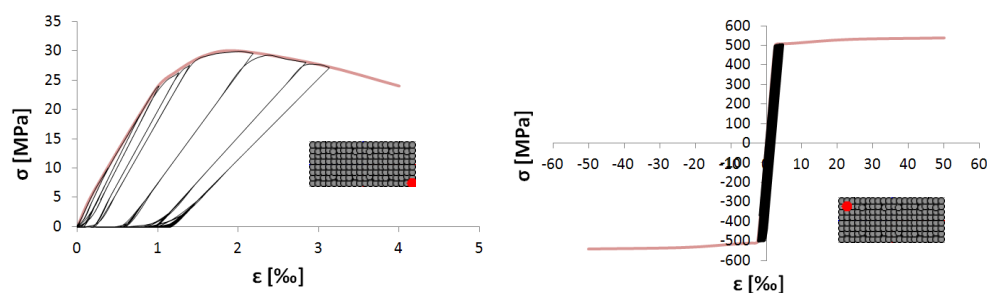
Figura 4.31 Cicli relativi alla cerniera G (trave 2), direzioni di maggiore ( $sx$ ) e minore ( $dx$ ) inerzia.

Analizzando le forme dei cicli e le tensioni presenti all'interno delle fibre delle varie cerniere emerge anche in questo caso uno scarso impegno plastico. Tuttavia, a

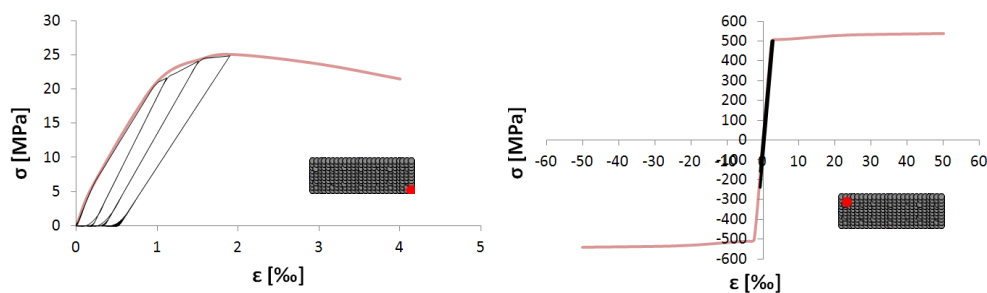
differenza del caso precedente in cui la non linearità era da imputare interamente al materiale calcestruzzo, in questo caso si assiste ad un'iniziale plasticizzazione anche di alcune barre del pilastro 2 e delle due travi. Nelle seguenti figure sono riportati a tal proposito i cicli  $\sigma$ - $\varepsilon$  relativi alle fibre più sollecitate dei diversi elementi strutturali principali.



**Figura 4.32** Diagrammi  $\sigma$ - $\varepsilon$  relativi alle fibre più sollecitate della cerniera C (pilastro 1). A sinistra: fibra relativa al calcestruzzo C30/37 di uno spigolo. A destra: fibra relativa al ferro B500B d'angolo diametralmente opposto. In rosso sono richiamate le leggi  $\sigma$ - $\varepsilon$  specificate per i due materiali, in nero sono riportate le variazioni di tensione-deformazione che si registrano durante l'evento sismico.



**Figura 4.33** Diagrammi  $\sigma$ - $\varepsilon$  relativi alle fibre più sollecitate della cerniera E (pilastro 2).



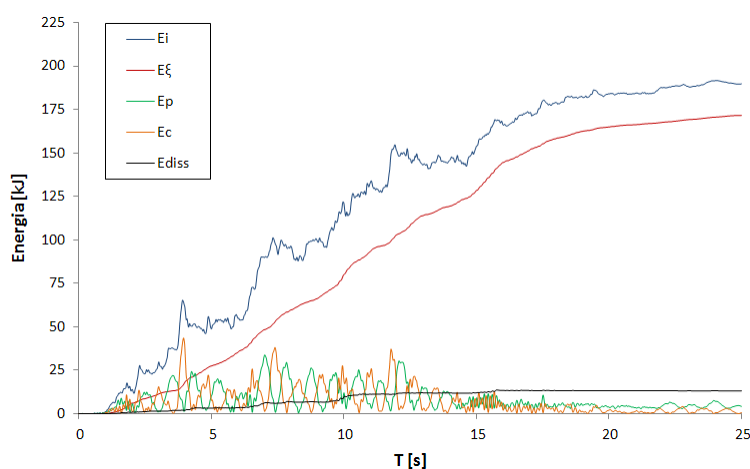
**Figura 4.34** Diagrammi  $\sigma$ - $\varepsilon$  relativi alle fibre più sollecitate della cerniera F (trave 1). Il calcestruzzo utilizzato per le travi, diversamente da quello dei pilastri, è di classe C25/30.

Dai grafici appena riportati si ha in primo luogo una riprova della correttezza della modellazione effettuata in quanto si ritrova un'ottima corrispondenza tra i cicli e le curve di *backbone* specificate per i diversi materiali.

Considerando le singole sezioni, dalla Figura 4.32 si nota come l'armatura del pilastro 1 non giunge a snervamento, mentre la fibra più sollecitata di calcestruzzo raggiunge il picco di resistenza. Il pilastro 2 (Figura 4.48) come già visto in

precedenza risulta l'elemento più sollecitato dell'intera struttura: i ferri più impegnati manifestano un inizio di plasticizzazione sia a trazione che a compressione, mentre lo stato tensionale del calcestruzzo delle fibre più esterne raggiunge in alcuni istanti il ramo di *softening* del diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$ . Per quanto riguarda le barre d'angolo si registra un accenno di snervamento a trazione con il calcestruzzo delle fibre esterne che raggiunge al massimo il picco della resistenza.

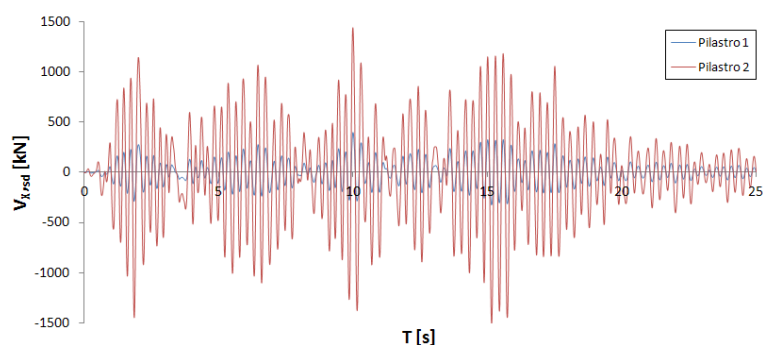
Il bilancio energetico dell'analisi sismica riportato in Figura 4.35 conferma come la quota parte di energia dissipata direttamente dalle cerniere, sebbene naturalmente maggiore rispetto all'analisi precedente, risulti ancora limitata.



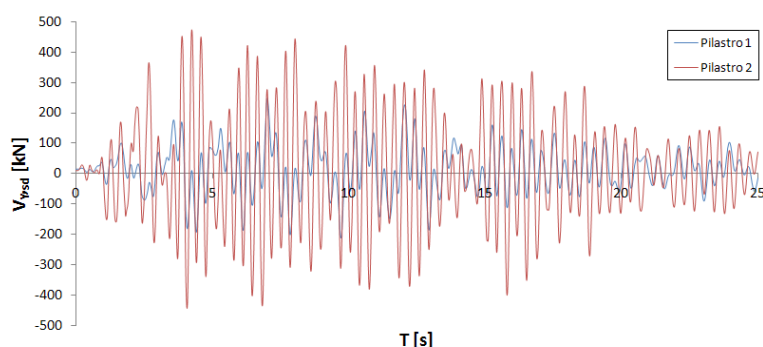
**Figura 4.35** Bilancio energetico dell'analisi sismica. L'energia finale dissipata ( $E_{diss}$ ) dalle cerniere plastiche si aggira intorno al 10% del totale dell'energia in ingresso ( $E_i$ ).

Del resto questo risultato non stupisce più di tanto se si considera che il pilastro 2, che assorbe buona parte del tagliante sismico, è dotato di un'altezza relativamente modesta e quindi necessita di valori di taglio elevati per sviluppare i valori di momento di snervamento e plastico. Appare in tal senso fondamentale la complementare verifica a taglio, onde scongiurare la crisi prematura di questo elemento. Considerando i valori di picco del taglio relativi alle due direzioni in pianta (Figura 4.36 e Figura 4.37), il pilastro risulta in prima battuta ancora verificato sebbene il margine di sicurezza appaia in questo caso ristretto per quanto riguarda la direzione forte e l'armatura orizzontale vada leggermente aumentata.<sup>12</sup>

<sup>12</sup> Si è fatto riferimento alla verifica a taglio prevista dalle NTC 2008 per i pilastri (formulazione a traliccio ad inclinazione variabile, formule 4.1.18 e 4.1.19). Adottando prudenzialmente il valore di compressione minima del pilastro registrato nel corso dell'analisi sismica ( $N_{sd} \approx 700$  kN), un braccio di leva pari a  $z=0.8h$  e un'inclinazione del puntone compresso pari a  $\theta=35^\circ$ , la resistenza a taglio lato calcestruzzo  $V_{Rd,c}$  del pilastro 2 risulta superiore ai 1500 kN per entrambe le direzioni considerate. Per quanto riguarda la verifica a taglio lato armatura  $V_{Rd,s}$  essa richiederebbe dei valori di inclinazione dei puntoni leggermente inferiori a  $\theta=30^\circ$ . Tuttavia tenendo comunque conto che in zona sismica il passo delle staffe andrebbe ridotto e dovendo inoltre prevedere delle staffe a più bracci al fine di stabilizzare le barre verticali dei pilastri, i valori di picco del taglio registrati non risultano proibitivi.



**Figura 4.36** Andamento del taglio in direzione X (direzione forte) nei pilastri.



**Figura 4.37** Andamento del taglio in direzione Y (direzione debole) nei pilastri.

Per quanto riguarda le travi, i valori del taglio risultano contenuti e in ogni caso ben al di sotto delle rispettive resistenze per entrambe le direzioni di interesse.<sup>13</sup> L'incremento delle azioni assiali tuttavia provocherebbe la rottura del giunto (vedi Figura 3.21) tra le travi e il cordolo, in quanto lungo l'interfaccia si instaurerebbero delle tensioni tangenziali inammissibili. Il problema potrebbe venire in tal senso risolto o eseguendo il giunto mediante un'opportuna dentellatura con armatura diagonale passante in grado di aumentare il grado di ammorsamento tra le due interfacce oppure evitando di appoggiare le travi sull'estradosso del cordolo, cercando di inglobarle direttamente nelle estremità dello stesso in modo da garantire un collegamento monolitico più affidabile tra i due elementi strutturali.

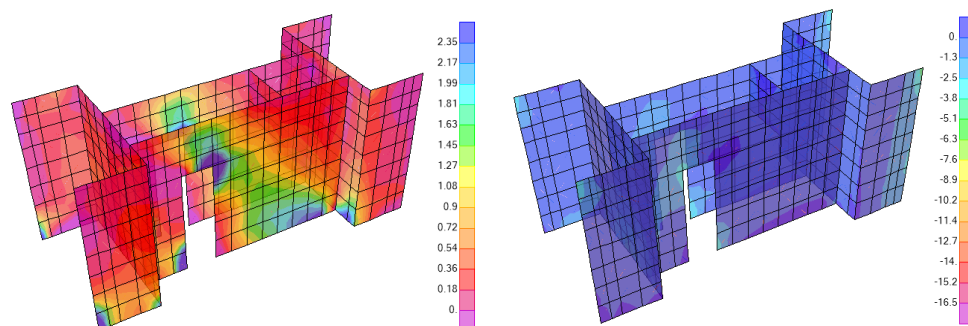
Le dimensioni e l'armatura del cordolo andrebbero inoltre leggermente riviste per assorbire il conseguente incremento di momento flettente orizzontale, mentre i valori di taglio risultano ancora verificati. Anche il collegamento tra quest'ultimo elemento ed il corpo scala/deposito dovrebbe essere in parte adeguato per far fronte alle nuove sollecitazioni.

---

Bisogna infine tenere conto che l'aver trascurato il vincolo dovuto alla presenza del rinterro sciolto nella metà bassa del pilastro 1 che, seppur assente su due dei quattro lati di detto pilastro a causa della presenza del vuoto del pozzo impianti e in generale di dubbia quantificazione e consistenza, tenderà in ogni caso a sgravare leggermente il pilastro 2.

<sup>13</sup> I valori di picco del taglio nelle due direzioni di interesse delle travi si assestano intorno ai 110 kN.

Le due solette, in virtù delle importanti dimensioni e armature, risultano ancora in generale verificate con un buon margine di sicurezza; così come le pareti tra di esse interposte che rimangono in campo elastico lineare ad eccezione di qualche punto di singolarità in cui si concentrano localmente le tensioni (Figura 4.38).



**Figura 4.38** Verifica grafica delle tensioni principali delle pareti. A sinistra: massime tensioni principali di trazione. Le zone in blu scuro oltrepassano la resistenza a trazione di progetto del cls (C25/30,  $f_{ctd}=2.35$  MPa). A destra: minime (in segno) tensioni di compressione. Nessun punto oltrepassa la resistenza a compressione di progetto del cls (C25/30,  $f_{cd}=16.5$  MPa).

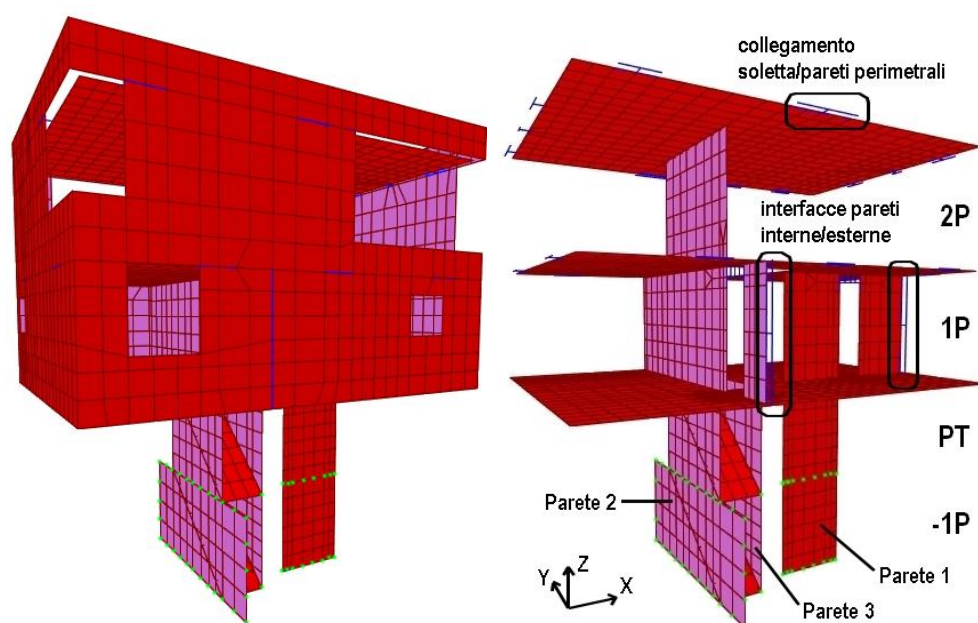
In assenza di verifiche locali più specifiche ed approfondite, le analisi appena discusse permettono in definitiva di escludere la presenza di carenze gravi ed evidenti per quanto riguarda la risposta dei principali elementi strutturali anche nel caso di un ipotetico sisma italiano di entità medio-elevata. In ogni caso è bene sottolineare come alcuni dettagli di armatura e di giunzione tra gli elementi andrebbero rivisti in virtù del ricollocamento della struttura in una zona a più alta sismicità.<sup>14</sup> Inoltre semplici accorgimenti quali eguagliare l'altezza dei due pilastri e collegare la rampa scale in corrispondenza del punto di mezzeria del cordolo anziché in posizione eccentrica risulterebbero di indubbia utilità in quanto, oltre a conferire regolarità alla struttura, consentirebbero di uniformare gli impegni dei due pilastri e delle due travi. Un'ulteriore possibile miglioria è quella di collegare in alcuni punti il cordolo al sottostante muro di cinta – che in tal caso andrebbe adeguatamente armato – in modo da offrire ai pilastri un vincolo a traslazione più efficace con conseguente sgravio in termini di sollecitazioni. Infine, bisogna tenere in ogni caso conto che le fondazioni isolate su pali dei due pilastri andrebbero adeguatamente riprogettate in virtù delle sollecitazioni maggiorate e dello schema ad incastro adottato in sede di analisi. Appare di indubbia utilità in tal senso la realizzazione di un collegamento tra di esse in grado di limitare eventuali spostamenti differenziali.

<sup>14</sup> Oltre alla già discussa revisione dei collegamenti trave-cordolo e cordolo-rampa scale, altri esempi sono la realizzazione di un giunto deformabile per evitare il danneggiamento dei serramenti che realizzano la cornice vetrata perimetrale dell'abitazione, la posa di un'eventuale armatura diagonale passante in corrispondenza del giunto costruttivo presente tra la testa dei pilastri e lo zoccolo soprastante, il raffittimento del passo delle staffe di pilastri e travi, il fissaggio mediante staffe interne o legature delle rispettive armature longitudinali al fine di scongiurare fenomeni di instabilità e la realizzazione di queste ultime mediante delle barre uniche evitando giunzioni per sovrapposizione.

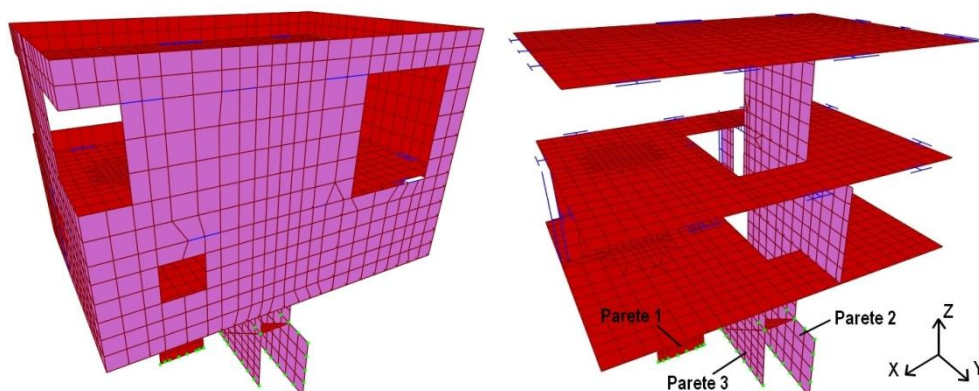
## 4.3 Case a Collina d'Oro (TI)

### 4.3.1 Aspetti modellativi

Il modello tridimensionale realizzato, riportato nelle successive Figura 4.39 e Figura 4.40, è una riproduzione fedele della geometria delle case (dotate di struttura identica) descritta al precedente Paragrafo 3.2.7. Le pareti, le solette e le rampe sono state modellate con elementi *shell*, mentre i due architravi posizionati sopra le porte del 1P e tutti i collegamenti tra le pareti perimetrali e le solette/pareti interne (nicchie di appoggio ed elementi di ripresa delle armature tassellati, vedi Figura 3.34) sono stati modellati mediante degli elementi *frame*.



**Figura 4.39** Vista tridimensionale da sud del modello. A sinistra: vista globale; a destra: vista degli elementi interni (pareti perimetrali nascoste). In rosso/viola sono evidenziati gli elementi *shell*, in blu i collegamenti modellati con elementi *frame*, in verde i vincoli relativi al piano interrato.

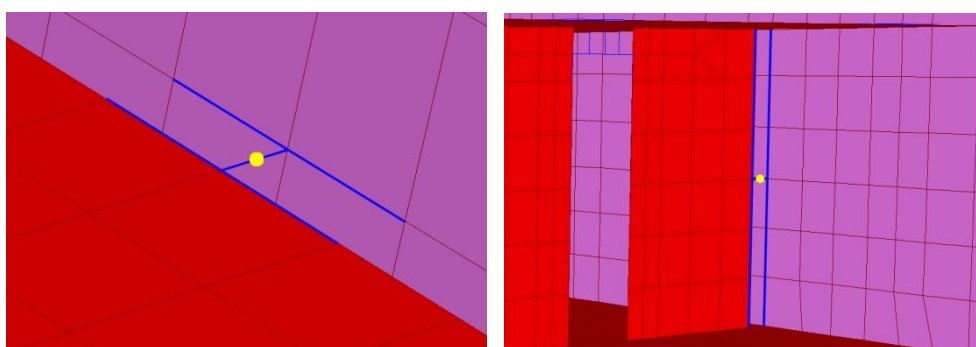


**Figura 4.40** Vista tridimensionale da nord del modello. A sinistra: vista globale; a destra: vista degli elementi interni (pareti perimetrali nascoste). In rosso/viola sono evidenziati gli elementi *shell*, in blu i collegamenti modellati con elementi *frame*, in verde i vincoli relativi al piano interrato.

La presenza di una fondazione scatolare rigida al piano interrato ha permesso di semplificare la modellazione di tale livello mediante opportuni vincoli applicati alle tre pareti interne. In corrispondenza della quota della soletta di copertura dell'interrato (quota -0.33, vedi Figura 3.36), ai nodi degli elementi *shell* delle pareti sono stati applicati dei carrelli verticali, mentre la base delle pareti risulta incastrata in virtù della presenza della platea di fondazione. Per quanto riguarda la parete 2, che al piano interrato realizza uno dei quattro lati della scatola rigida, si è inoltre tenuto conto del vincolo offerto lungo i bordi della stessa dalle due pareti ortogonali.

Per modellare i collegamenti solette/pareti perimetrali e pareti perimetrali/pareti interne (vedi Figura 3.34) si è fatto ricorso a degli assemblaggi con elementi *frame*. Data la natura fragile del relativo meccanismo di rottura per taglio di queste zone, in questo modo è stato infatti possibile inserire delle cerniere a taglio, capaci di tenere conto del collasso fragile di tali interfacce una volta raggiunto il relativo valore di resistenza di progetto.

In Figura 4.41 a sinistra è riportato uno degli collegamenti presenti tra le due solette superiori e le pareti perimetrali: due elementi rigidi, di lunghezza pari alla nicchia di appoggio e rispettivamente solidali alla *mesh* della soletta e della parete, sono collegati per mezzo di un elemento *frame* di sezione equivalente al tassello. L'assemblaggio è in grado di trasferire azione assiale, taglio (orizzontale e verticale) e momento torcente. Il momento flettente (intorno agli assi orizzontale e verticale) è invece nullo in corrispondenza della parete, dove è presente un'opportuna sconnessione.

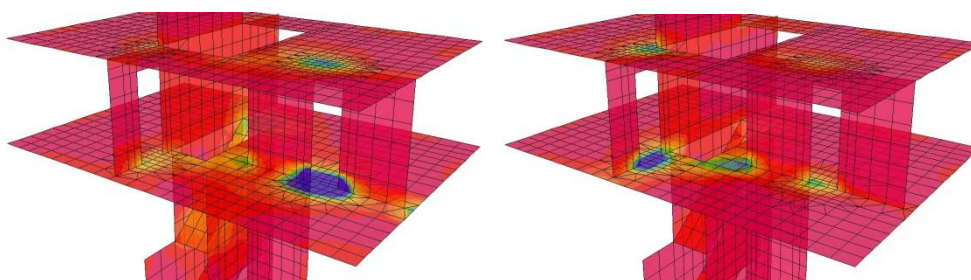


**Figura 4.41** Modellazione collegamenti. A sinistra: collegamento soletta/pareti perimetrali (in blu) con rispettiva cerniera fragile al taglio (in giallo). A destra: collegamento parete interna/parete perimetrale (in blu) con rispettiva cerniera fragile al taglio (in giallo).

Nella stessa Figura 4.41 a destra è rappresentato il collegamento parete interna/parete perimetrale adottato per le interfacce B e C (vedi Figura 3.35): il concetto è analogo a quanto appena visto per il collegamento soletta/parete perimetrale, tranne per il fatto che in questo caso viene trasmesso anche il momento flettente. Per entrambi gli

assemblaggi, nella mezzeria della trave equivalente di collegamento è presente una cerniera fragile al taglio.<sup>15</sup>

Particolare attenzione è stata posta alla modellazione degli architravi presenti al di sopra delle porte del primo piano. Questi elementi risultano infatti essenziali per passare il carico dalle sopracitate interfacce B e C alle pareti 2 e 1 rispettivamente (vedi Figura 3.35). Un'analisi condotta su di un modello preliminare (Figura 4.42) ha infatti permesso di evidenziare come in condizioni sismiche l'integrità della soletta sopra il PT nella zona sottostante le porte venga meno. In tale zona bisogna quindi aspettarsi un danneggiamento locale con conseguente abbattimento dei valori di rigidità flessionale e tagliante. In questo modo risulta limitata la possibilità da parte della soletta di portare da una parte all'altra della porta una quota parte del carico verticale agente sull'interfaccia di estremità. Tale carico di conseguenza tenderà, dopo aver fessurato localmente anche la soletta sopra al 1P, a gravare in buona parte sull'architrave, in corrispondenza del quale è stata concentrata l'armatura.



**Figura 4.42** Modello preliminare con rigidità elastiche non fessurate e architravi modellati mediante elementi *shell* (nelle viste le pareti perimetrali sono state nascoste per chiarezza). I colori sono riferiti alle forze di taglio risultanti presenti nelle solette in condizioni sismiche. *A sinistra*: istante in cui è massimo il carico sull'interfaccia C (parete 1). *A destra* istante in cui è massimo il carico sull'interfaccia B (parete 2). Le aree in blu scuro della soletta inferiore (soletta sul PT) risultano oltrepassare la resistenza a taglio della soletta.

Essendo quindi evidente la necessità di tenere esplicitamente conto della fessurazione con conseguente riduzione della rigidità delle solette in tali zone, è stato realizzato un secondo modello di calcolo in cui sono stati impostati localmente i

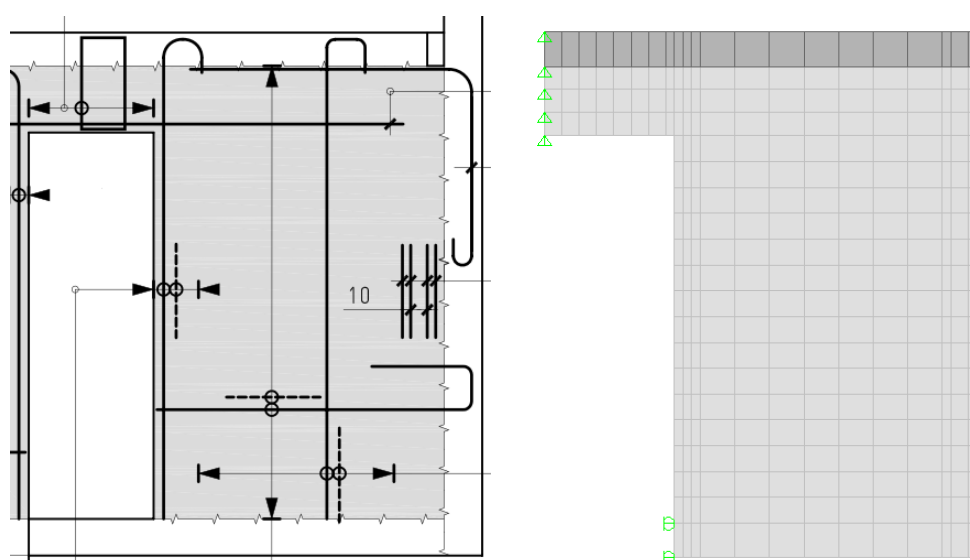
<sup>15</sup> Il valore di taglio resistente verticale  $V_{Rd,V}$  del collegamento soletta/parete perimetrale è stato calcolato con riferimento alla norma SIA 262 [42], facendo riferimento alla resistenza a taglio della soletta lungo il perimetro critico esterno alla zona spinottata prossima alla nicchia (vedi Figura 3.34). In questo modo si sono ricavate le seguenti resistenze  $V_{Rd,V}$  in base alla larghezza  $b$  del tassello considerato: 230 kN ( $b=40$  cm), 300 kN ( $b=80$  cm), 390 kN ( $b=125$  cm), 450 kN ( $b=160$  cm). Il valore di taglio resistente orizzontale  $V_{Rd,H}$  dello stesso collegamento è stato invece calcolato considerando il tassello come una mensola caricata nel suo piano e facendo riferimento ad uno schema tirante-puntone. Si sono ricavate così le seguenti resistenze  $V_{Rd,H}$ : 290 kN ( $b=40$  cm), 575 kN ( $b=80$  cm), 910 kN ( $b=125$  cm), 1150 kN ( $b=160$  cm).

Per quanto riguarda il collegamento parete interna/parete esterna delle interfacce B e C, le resistenze  $V_{Rd,V}$  e  $V_{Rd,H}$  sono state prese direttamente dal catalogo del produttore degli elementi di ripresa adottati (elementi HALFEN HBT CISA 240 12/15x). Tenendo conto del numero effettivo di elementi di ripresa utilizzati, le resistenze totali di ciascuna interfaccia risultano essere  $V_{Rd,V}=1045$  kN e  $V_{Rd,H}=275$  kN [89]. L'interfaccia parete interna/parete esterna A è stata invece realizzata con un'opportuna dentellatura in modo da garantire un collegamento monolitico tra le due parti.



valori di rigidità tagliante e flessionale fessurata: in questo modo il 90% del carico verticale totale presente a lato delle porte passa attraverso gli architravi e le solette manifestano valori di taglio e flessione ammissibili.<sup>16</sup>

A questo punto è stato quindi necessario quantificare in maniera accurata la resistenza dei due architravi, che risultano essere degli elementi potenzialmente critici. In tal senso sono state svolte delle analisi statiche non lineari a controllo di spostamento su dei modelli bidimensionali locali delle mensole. A fine esplicativo, in Figura 4.43 è riportato il modello della mensola adiacente alla parete 1 e caricata in corrispondenza dell'interfaccia C.



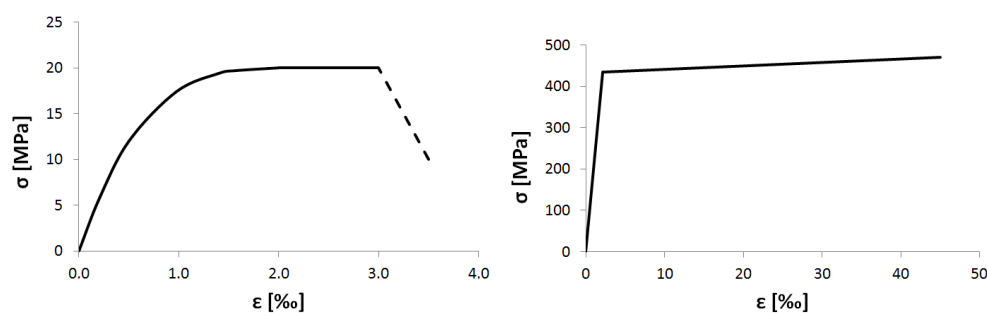
**Figura 4.43** Modello bidimensionale non lineare della mensola della parete 1. A sinistra: estratto del piano di armatura. A destra: modello computazionale corrispondente. Si possono notare: la maglia d'armatura modellata con elementi *frame*, gli elementi membrana di diverso spessore (grigio più scuro=maggior spessore) del calcestruzzo, i vincoli del modello (in verde) e il carico in corrispondenza dell'interfaccia d'estremità (freccie nere). L'architrave risulta incastrato alla parete, mentre la soletta inferiore offre un vincolo orizzontale.

L'armatura effettiva è stata modellata fedelmente per mezzo di elementi *frame* non lineari. Questi elementi lavorano solo ad azione assiale ed hanno area equivalente alle barre utilizzate<sup>17</sup>. Per i ferri non completamente ancorati alle estremità, si è tenuto conto dello sviluppo dell'ancoraggio andando a diminuire in maniera progressiva l'area equivalente avvicinandosi all'estremità del ferro. Per il calcestruzzo

<sup>16</sup> In condizioni elastiche non fessurate, la quota parte di carico che passa attraverso l'architrave si assesta intorno al 70%. In questa fase di calibrazione delle rigidità, si è inoltre potuto constatare come il valore del carico agente in corrispondenza dell'interfaccia di estremità risulti poco variabile all'interno di un *range* di rigidità del complesso architrave/solette sufficientemente ampio. Tale valore è quindi sostanzialmente legato alla particolare geometria della struttura. In maniera analoga, anche le sollecitazioni delle pareti risultano scarsamente influenzate dalla variazione di tali rigidità.

<sup>17</sup> Per ciascun elemento *frame*, in corrispondenza di ogni singolo segmento individuato dalla maglia d'armatura è stata posizionata una cerniera plastica ad azione assiale di lunghezza pari al segmento in modo tale da riprodurre fedelmente la legge  $\sigma$ - $\epsilon$  non lineare associata all'acciaio B500B (Figura 4.44).

si sono adottati degli elementi a membrana non lineari. Considerando che la rottura dell'architrave è governata dal taglio, è stato utilizzato un modello comportamentale bidimensionale alla Darwin-Pecknold, in modo da tener conto dell'interazione tra le tensioni normali e tangenziali [59]. Si è inoltre considerata la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo dovuta alla presenza di eventuali tensioni perpendicolari di trazione, secondo la teoria proposta da Vecchio e Collins [60]. Lo spessore degli elementi membrana è pari allo spessore delle pareti, con l'unica eccezione rappresentata dagli estradossi degli architravi, in corrispondenza dei quali è stata considerata anche una piccola fascia collaborante di soletta di larghezza pari alla parete nella quale è stata concentrata l'armatura longitudinale. Data la natura fragile del meccanismo di rottura si sono utilizzati i valori di progetto dei materiali riportati in Figura 4.44.

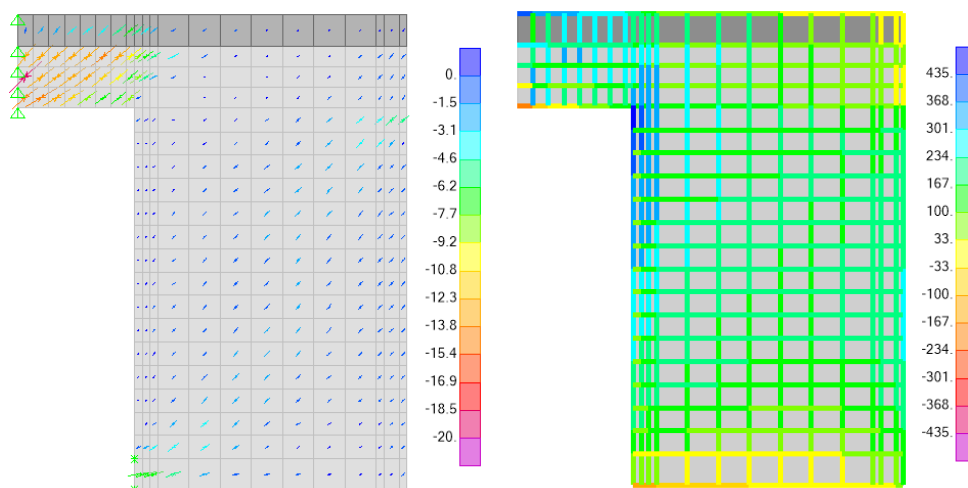


**Figura 4.44** Leggi costitutive dei materiali. *A sinistra:* calcestruzzo tipo C30/37. *A destra:* ferro d'armatura B500B. Si è fatto riferimento ai valori di progetto riportati nella norma SIA 262. [42]

Le analisi degli elementi aggettanti sono state svolte facendo crescere in maniera monotona il carico verticale spalmato lungo le rispettive interfacce di estremità. Come punto di monitoraggio dello spostamento verticale è stata scelta la sommità delle interfacce.

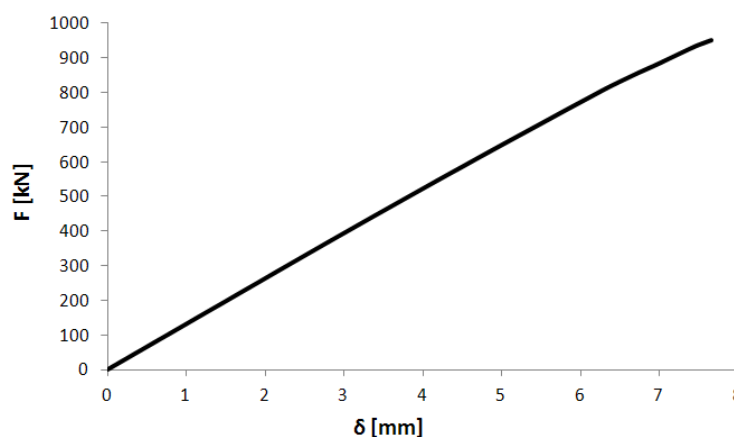
Nella successiva Figura 4.45 sono riportate le tensioni presenti nel calcestruzzo e nelle barre d'armatura alla rottura dell'elemento aggettante di raccordo della parete 1 con l'interfaccia C. Osservando l'andamento delle tensioni si ha una riprova della correttezza della modellazione: a causa del carico di taglio, lo stato tensionale del calcestruzzo risulta caratterizzato da delle tensioni principali di compressione inclinate approssimativamente a  $45^\circ$ , mentre nella direzione ortogonale, dovendosi per equilibrio esplicare una tensione principale di trazione, esso non lavora. In altre parole lo stato tensionale biassiale del calcestruzzo risulta in questo caso sempre sfavorevole in quanto non si manifesta mai il caso di compressione biassiale: risulta quindi essenziale tener conto della riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto della trazione ortogonale. Il collasso di questa parte di struttura avviene per rottura improvvisa del calcestruzzo in corrispondenza dello spigolo compresso dell'architrave a contatto con la parete 1 senza che i ferri

d'armatura giungano a plasticizzazione.<sup>18</sup> La reazione orizzontale di compressione che si scarica sulla soletta inferiore risulta di 580 kN, valore che non risulta assolutamente problematico anche in presenza di locale fessurazione.



**Figura 4.45** Analisi tensionale dell'oggetto della parete 1 relativo all'interfaccia C, riferita all'ultimo step di carico dell'analisi. *A sinistra*: tensioni principali del calcestruzzo (scala grafica riferita alla resistenza a compressione  $f_{cd}=20$  MPa). *A destra*: tensioni delle barre d'armatura (scala grafica riferita alla tensione di snervamento  $f_{sd}=\pm 435$  MPa).

Il meccanismo di collasso fragile è ulteriormente confermato dalla corrispondente curva carico-abbassamento riportata nella seguente Figura 4.46 in cui si nota un andamento quasi perfettamente lineare fino a rottura e la conseguente assenza di un ramo plastico. Il carico ultimo è pari a 951 kN, a cui corrisponde un abbassamento in estremità di 7.65 mm.<sup>19</sup>



**Figura 4.46** Curva carico-abbassamento relativa all'oggetto della parete 1.

<sup>18</sup> La tensione massima del calcestruzzo ( $\sigma_{sd}=18.04$  MPa) è pari al 90% di  $f_{cd}$  per effetto del fattore di riduzione della resistenza a compressione dovuto alla presenza del un campo di deformazione dovuto alla trazione ortogonale (teoria di Vecchio e Collins [60]). Le uniche armature che risultano localmente plasticizzate sono le armature verticali in corrispondenza dello spigolo della porta.

<sup>19</sup> Si può notare come il carico ultimo dell'architrave risulti inferiore al carico ultimo dell'interfaccia (1045 kN) precedentemente calcolato.

Analoghe analisi sono state svolte per i due aggetti che collegano la parete 2 alle interfacce A e B. Nelle successive figure sono riportati i risultati relativi a tali analisi: in entrambi i casi si hanno rotture fragili con armatura non plastificata. Il carico ultimo risulta pari a 797 kN per l'aggetto dotato di architrave relativo all'interfaccia B (Figura 4.47), 3026 kN per la mensola tozza relativa all'interfaccia A (Figura 4.48).

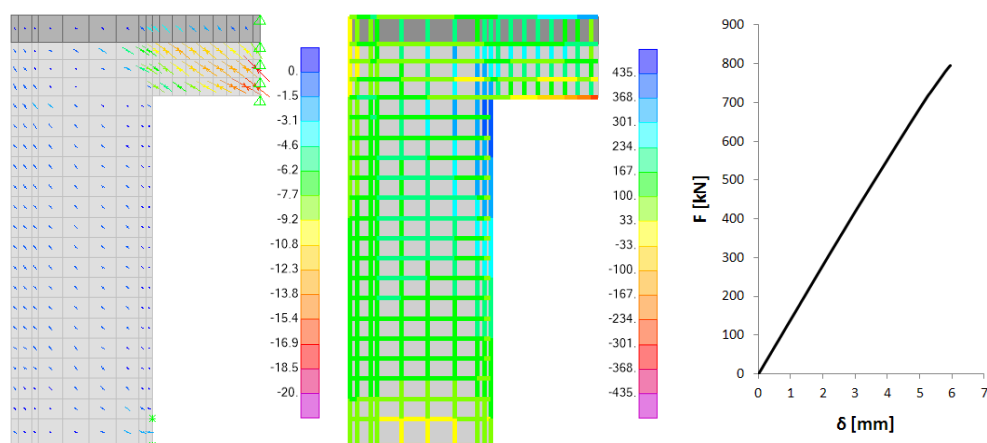


Figura 4.47 Risultati dell'analisi dell'aggetto della parete 2 relativo all'interfaccia B.

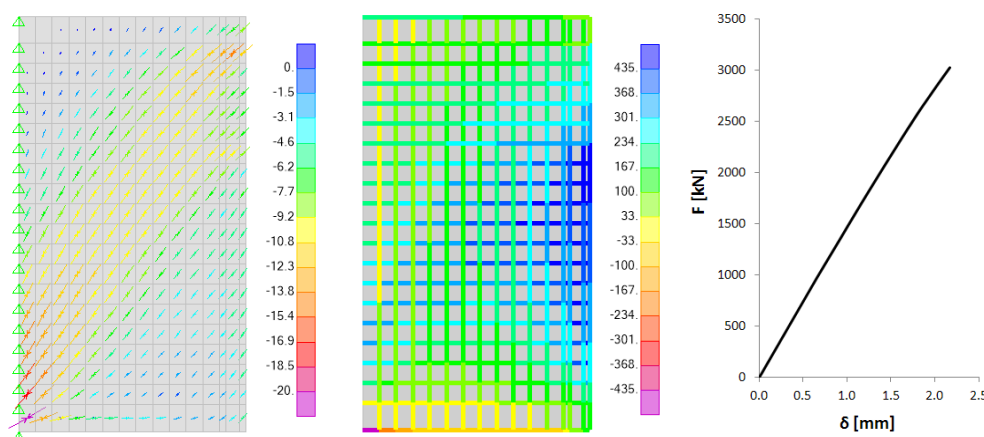
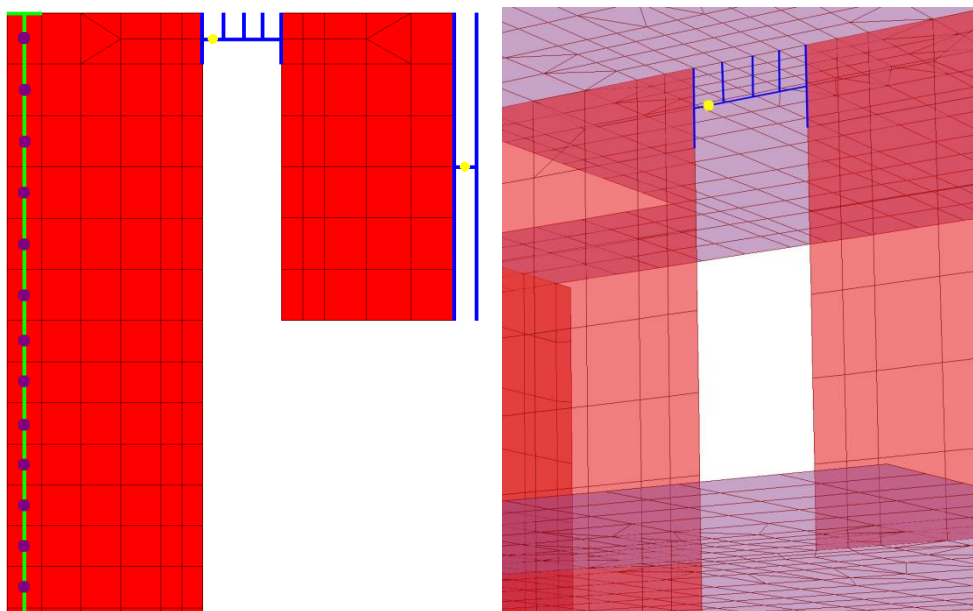


Figura 4.48 Risultati dell'analisi dell'aggetto della parete 2 relativo all'interfaccia A.

A valle di queste analisi preliminari va infine osservato che, data la particolare organizzazione della struttura, non vi è tuttavia molta differenza se queste parti aggettanti manifestino un comportamento duttile piuttosto che fragile. Infatti, anche se la rottura risultasse duttile, lo scarso grado di iperstaticità presente non consentirebbe comunque di redistribuire in maniera soddisfacente i carichi agenti a livello delle interfacce A, B e C: la rottura avverrebbe sì con deformazione plastica, ma ancora in maniera improvvisa.

Al fine di monitorare facilmente e verificare che il valore del taglio presente nelle sezioni critiche degli architravi non oltrepassasse i precedenti valori ultimi, per questi elementi è stata adottata una modellazione a *frame* equivalente (Figura 4.49). In questo modo è stato infatti possibile posizionare delle cerniere fragili al taglio in

corrispondenza delle rispettive sezioni critiche. Grazie a degli opportuni elementi *frame* rigidi, l'assemblaggio concepito permette di tenere conto in maniera verosimile dell'accoppiamento flessionale presente tra l'architrave e la soprastante soletta, così come della trasmissione delle tensioni negli adiacenti elementi *shell* delle pareti.<sup>20</sup>



**Figura 4.49** Modellazione a *frame* equivalente adottata per l'architrave e per la precompressione della parete 1. In blu sono riportati gli assemblaggi relativi all'architrave e all'interfaccia con le rispettive cerniere fragili a taglio (in giallo). In verde è riportato l'elemento *frame* ad azione assiale (con relativo elemento rigido ortogonale di chiusura) grazie al quale sono state modellate le barre di precompressione. In viola sono visibili le cerniere plastiche ad azione assiale distribuite lungo esso.

Un'altra particolarità del modello riguarda la precompressione della parete 1 (vedi Figura 3.36). Per tener conto della presenza delle due barre di precompressione si è posizionato fra i nodi degli elementi *shell* della parete un elemento *frame* di area ad esse equivalente e attivo solo ad azione assiale (Figura 4.49). Per simulare il tiro, a tale elemento è poi stato applicato un accorciamento tale da metterlo in trazione e conseguentemente imprimere una compressione eccentrica alla parete.<sup>21</sup> Per evitare un'irrealistica deformazione e concentrazione locale delle tensioni, in corrispondenza

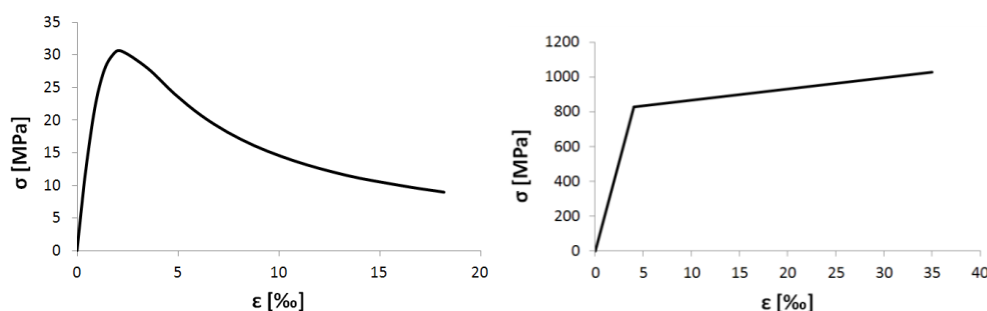
<sup>20</sup> In tal senso si è fatto riferimento alla modellazione semplificata di una trave a T proposta e testata dal Prof. Rombach in [90]. Il comportamento dell'assemblaggio adottato è stato inoltre validato operando un confronto con un modello con architrave modellato mediante *shell*.

<sup>21</sup> Siccome il tracciato delle barre è rettilineo le perdite dovute agli attriti risultano trascurabili e quindi la trazione risulta pressoché costante lungo tutto lo sviluppo del cavo. Inoltre il processo di tesatura adottato permette di eliminare le perdite dovute all'accorciamento elastico del calcestruzzo.

Nel modello, essendo l'elemento *frame* equivalente solidale agli elementi *shell* della parete (condizione corretta in fase finale di barre iniettate ma non rappresentativa della condizione presente al momento del tiro), per garantire una trazione costante è stata adottata una procedura iterativa in cui si sono via via affinati i valori degli accorciamenti lungo lo sviluppo del cavo. Detti aggiustamenti, dovuti alla deformabilità assiale delle *shell* della parete e quindi applicati più che altro nelle zone di estremità, sono risultati in ogni caso di piccola entità (scostamento massimo del 5% dal valore di accorciamento teorico del cavo). Ai fini della successiva analisi sismica, si è inoltre scelto di applicare un valore di tiro pari al 85% del valore iniziale per tener conto globalmente delle perdite differite.

dei due nodi posti alle estremità dell'elemento *frame* si sono posizionati ortogonalmente degli elementi *frame* rigidi in modo da distribuire maggiormente la compressione presente in queste zone, così come effettivamente viene fatto dalle teste di ancoraggio nella realtà. In vista della successiva analisi sismica la non linearità delle barre è stata considerata distribuendo lungo tutto lo sviluppo dell'elemento *frame* equivalente delle cerniere plastiche ad azione assiale che lavorano secondo la legge costitutiva  $\sigma$ - $\epsilon$  non lineare associata all'acciaio da precompressione utilizzato (Figura 4.50).

A parte tali cerniere, data la natura a pareti della struttura, le non linearità del modello risultano tutte distribuite. In particolare per le tre pareti interne sono stati adottati degli elementi *shell* non lineari a strati che, grazie ad un'opportuna meshatura, sono in grado di tenere conto dell'effettiva armatura presente e del comportamento non lineare dei materiali. Riguardo a questi ultimi, oltre ai materiali utilizzati già per il precedente modello (vedi Figura 4.4), sono stati definiti l'acciaio da precompressione e due calcestruzzi confinati che tengono conto della presenza delle staffe alle due estremità della parete 1 (Figura 4.50). Anche in questo caso si è fatto riferimento ai valori caratteristici dei materiali.

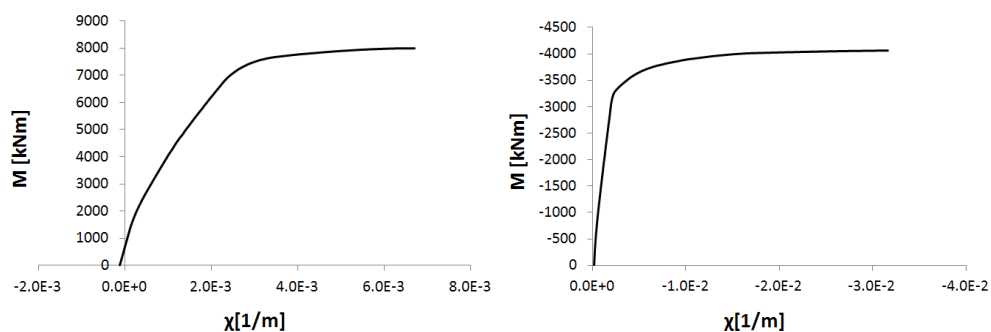


**Figura 4.50** Leggi costitutive dei materiali aggiuntivi. *A sinistra*: calcestruzzo tipo C30/37 confinato (modello di Mander confinato). *A destra*: acciaio di precompressione tipo Y1030H-32,0-R (valori da norma SIA 262 [42]).

Per testare la bontà della modellazione non lineare e per ricavare delle informazioni utili in vista della successiva analisi sismica, si sono ricavati i diagrammi momento-curvatura delle tre pareti in corrispondenza della sezione critica posta a livello della soletta di copertura della scatola rigida del piano interrato (sezioni 1C-1C, 2A-2A e 3C-3C di Figura 4.54). Per ricavare tali diagrammi le tre pareti sono state isolate ed incastrate in corrispondenza di tali sezioni. Successivamente, dopo aver applicato un'azione assiale pari a quella presente all'inizio dell'analisi sismica (corrispondente alla combinazione quasi permanente delle azioni) e la precompressione nel caso della parete 1, si è fatto crescere monotonamente il corrispondente momento alla base mediante un'analisi di spinta a controllo di spostamento.

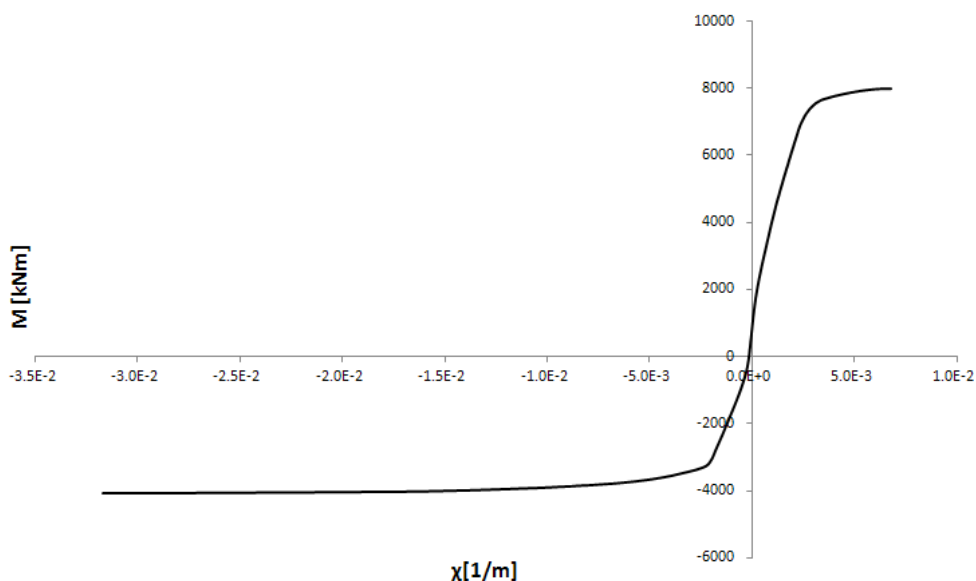
In Figura 4.51 sono riportati i diagrammi momento-curvatura ottenuti per la parete 1 nel caso di momenti rispettivamente discordi ( $M^+$ ) e concorde ( $M^-$ ) rispetto a quello

prodotto dalla precompressione. Si nota subito come la presenza della precompressione e la differenza di armatura presente alle due estremità della parete si traduca in una marcata differenza di comportamento a livello di resistenza, duttilità e rigidezza flessionale della sezione. Il momento dovuto alla precompressione fa inoltre sì che la curvatura nulla non si trovi in corrispondenza di un momento esterno nullo, ma bensì quando quest'ultimo eguaglia il primo.



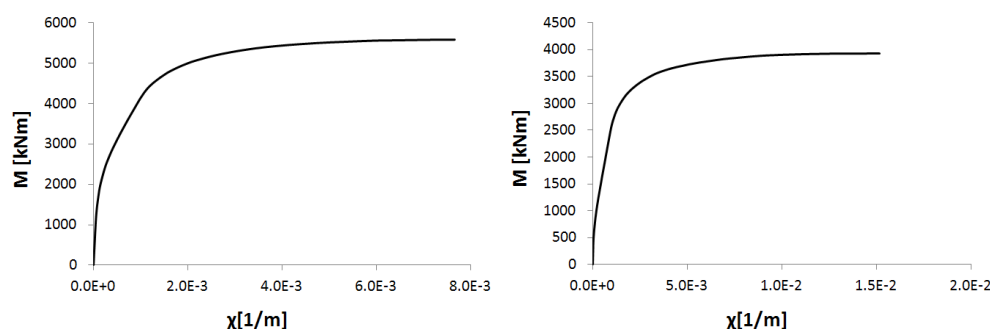
**Figura 4.51** Diagrammi momento-curvatura relativi alla sezione critica della parete 1. *A sinistra*: diagramma relativo ad un momento esterno ( $M^*$ ) opposto a quello prodotto dalla precompressione (aumenta la trazione delle barre da precompressione). *A destra*: diagramma relativo ad un momento esterno ( $M$ ) concorde a quello prodotto dalla precompressione (diminuisce la trazione delle barre da precompressione). I diagrammi sono tracciati facendo riferimento al valore di sforzo normale dovuto alla combinazione dei carichi quasi permanente utilizzata a monte dell'analisi sismica ( $N=950$  kN). Il ramo di *softening* dei diagrammi non è stato qui riportato.

L'asimmetria della risposta risulta ancora più chiara se si combinano i due precedenti diagrammi in uno (Figura 4.52). Applicando un momento positivo, si vede come fino ad un valore di circa 1500 kNm la sezione risulta interamente compressa e quindi dotata di rigidezza flessionale integra. Applicando invece un momento negativo, la sezione si fessura fin da subito e quindi risponde con una rigidezza minore.



**Figura 4.52** Diagramma momento-curvatura completo della parete 1, ottenuto combinando i due precedenti diagrammi di Figura 4.51.

I diagrammi momento-curvatura ottenuti per le restanti pareti 2 e 3 sono riportati in Figura 4.53. Nella Tabella 4.3 vengono invece forniti i valori sezionali delle tre pareti relativi allo snervamento, alla condizione ultima e alla corrispondente duttilità in curvatura. Le duttilità in curvatura delle sezioni, ad eccezione della parete 1 in caso di applicazione di un momento discorde a quello fornito della precompressione, risultano buone.



**Figura 4.53** Diagrammi momento-curvatura relativi alle sezioni critiche della parete 2 (a sinistra) e della parete 3 (a destra). I diagrammi sono tracciati facendo riferimento al valore di sforzo normale dovuto alla combinazione dei carichi quasi permanente utilizzata a monte dell'analisi sismica ( $N=1980$  kN per la parete 2,  $N=565$  kN per la parete 3). Il ramo di *softening* dei diagrammi non è stato qui riportato.

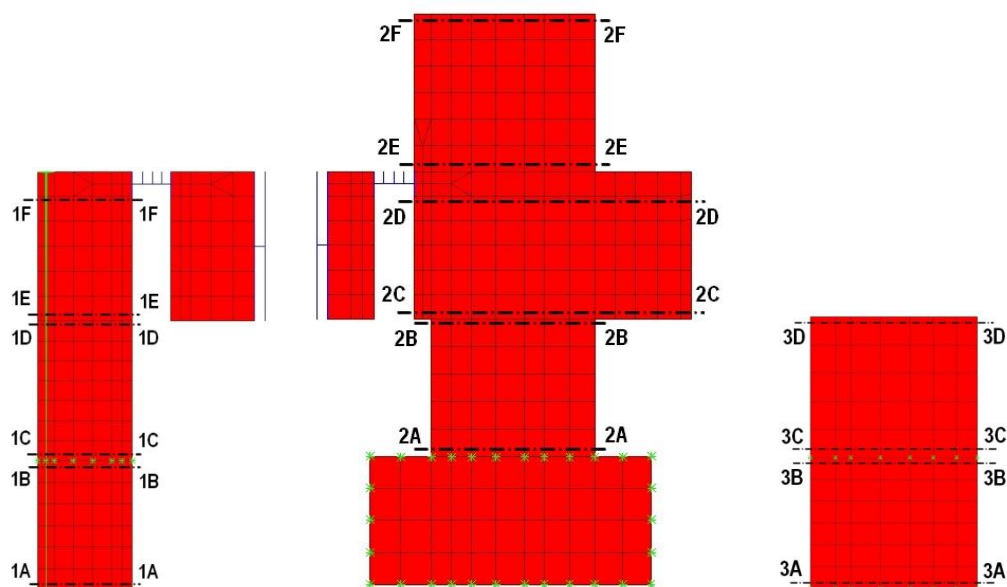
**Tabella 4.3** Valori sezionali allo snervamento, alla rottura e conseguente duttilità.

parete	$N_{sd,QP}$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	$\chi_y$ [1/m]	$\chi_u$ [1/m]	$\mu_\chi = \chi_u / \chi_y$
Parete 1 ( $M^+$ )	960	7170	8005	0.00257	0.00677	2.63
Parete 1 ( $M^-$ )	960	-3239	-4058	-0.00220	-0.03163	14.38
Parete 2	2045	4388	5577	0.00116	0.00767	6.61
Parete 3	500	2669	3925	0.00106	0.01518	14.32

Bisogna tuttavia osservare che questi valori sezionali sono da considerarsi come indicativi in quanto sono stati ricavati per un ben preciso valore di azione assiale e considerando il solo comportamento flessionale. Se infatti per le pareti 1 e 2 l'accoppiamento taglio-flessione non comporta sostanziali differenze in quanto relativamente snelle (Figura 4.54), questo non può più essere ritenuto verosimile per la parete 3, la cui forma tozza rende l'influenza del taglio più marcata, con conseguente diminuzione dei valori di duttilità e momento resistente.

Nel modello finale si è inoltre scelto di modellare mediante elementi *shell* lineari le porzioni delle pareti 1 e 2 costituenti le sporgenze in aggetto, in quanto come visto in precedenza il loro comportamento è già stato oggetto di un'analisi approfondita che ha permesso di determinarne la resistenza (da Figura 4.45 a Figura 4.48). Anche per quanto riguarda le solette, le pareti perimetrali e le scale il comportamento delle rispettive *shell* risulta lineare.



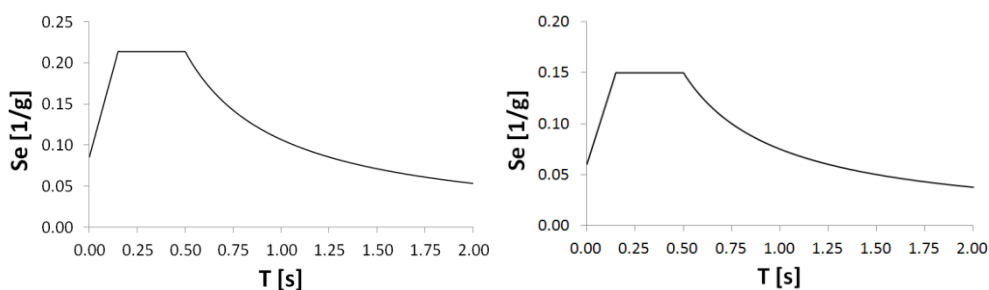


**Figura 4.54** Vista completa delle pareti interne. *A sinistra:* parete 1. *Al centro:* parete 2. *A destra:* parete 3. In verde sono indicati tutti i vincoli, mentre in nero sono riportate le sezioni definite in sede di analisi.

#### 4.3.2 Analisi sismica

Il modello dell'edificio appena descritto è stato realizzato al fine di condurre un'analisi dinamica *time history* non lineare con integrazione al passo.

La serie di accelerogrammi utilizzati è stata ricavata a partire dagli spettri elastici di risposta previsti dalla norma SIA 261 per il sito in oggetto (vedi 3.2.7), riportati per comodità nella sottostante Figura 4.55. Si è fatto riferimento al valore di smorzamento viscoso convenzionale pari al 5%, includendo la componente verticale del sisma. La procedura di generazione degli accelerogrammi seguita risulta analoga a quanto visto per l'analisi precedente descritta all'inizio del Paragrafo 4.2.2.



**Figura 4.55** Spettri elastici di risposta riferiti ad uno smorzamento  $\xi=5\%$ . *A sinistra:* componente di accelerazione orizzontale. *A destra:* componente di accelerazione verticale.

A monte dell'applicazione degli accelerogrammi è stato definito un caso di carico che tenesse conto in maniera fedele del contributo della precompressione. In particolare i carichi relativi alla combinazione quasi permanente delle azioni sono stati applicati

attraverso tre step di carico distinti e consecutivi: in primis la struttura viene gravata del solo peso permanente strutturale ( $G_1$ ); in seguito viene aggiunto l'effetto della precompressione (P) e infine vengono applicati i carichi permanenti non strutturali ( $G_2$ ) ed variabili (Q). Per i carichi agenti sulla struttura e le rispettive combinazioni si è fatto nuovamente riferimento alla norme SIA 260 e SIA 261. Il peso sismico della struttura risulta essere di 3505 kN.

Nelle successive Tabella 4.4 e Figura 4.56 vengono rispettivamente fornite le informazioni salienti dell'analisi modale e le deformate dei primi sei modi di vibrare della struttura. La disposizione delle pareti nella zona centrale della pianta e la conseguente deformabilità torsionale di piano si traducono nel fatto che il primo modo risulti torsionale con rotazione rigida della scatola ed impegno fuori piano della parete 1. I modi 2 e 3 risultano traslazionali nelle due direzioni orizzontali con rotazione del blocco superiore attorno ad un asse orizzontale perpendicolare alla direzione di traslazione. A partire dal modo 4 le pareti manifestano inversioni del segno a livello di deformate e la massa inizia a mobilitarsi anche in direzione Z. Evidente in tal senso è il contributo della soletta di copertura che risulta priva di tasselli di appoggio in corrispondenza dell'ampia vetrata presente al secondo piano. I modi 4 e 5 risultano caratterizzati da una composizione di traslazioni in X e Z con una rotazione della scatola intorno ad un asse parallelo a Y. Il modo 6 è traslazionale in Z, mentre i modi 7 e 8 sono caratterizzati da una composizione di traslazioni in Y e Z con una rotazione del blocco superiore intorno ad un asse parallelo ad X.

In conclusione, dall'analisi modale risulta evidente come il comportamento fuori piano delle pareti non possa essere a priori trascurato e debba essere considerato anche a livello di comportamento non lineare delle pareti. Inoltre circa la metà della massa sismica in direzione orizzontale viene mobilitata dai primi tre modi, il cui periodo si colloca all'interno della tratto di plateau dello spettro elastico di risposta.

**Tabella 4.4** Periodi propri e relative masse modali partecipanti espresse in percentuale.

Modo	T [s]	U <sub>X</sub> [%]	U <sub>Y</sub> [%]	U <sub>Z</sub> [%]	R <sub>X</sub> [%]	R <sub>Y</sub> [%]	R <sub>Z</sub> [%]
1	0.375	2.78	5.21	0.13	0.51	6.26	<b>83.67</b>
2	0.346	<b>45.47</b>	2.45	0.33	4.02	<b>36.80</b>	11.84
3	0.239	5.97	<b>49.84</b>	0.06	<b>39.30</b>	3.59	1.46
4	0.094	<b>30.12</b>	0.30	<b>11.57</b>	0.02	<b>25.38</b>	0.43
5	0.079	<b>8.29</b>	2.58	<b>27.14</b>	1.55	<b>13.08</b>	0.00
6	0.069	0.32	0.92	<b>37.28</b>	1.04	0.02	0.10
7	0.058	0.67	<b>12.06</b>	0.95	<b>12.41</b>	0.86	0.64
8	0.052	0.02	<b>15.82</b>	3.63	<b>18.12</b>	0.38	0.54
9	0.047	0.16	1.48	1.28	1.70	0.33	0.07
<b>Somma [%]</b>		93.81	90.64	82.36	78.66	86.69	98.76

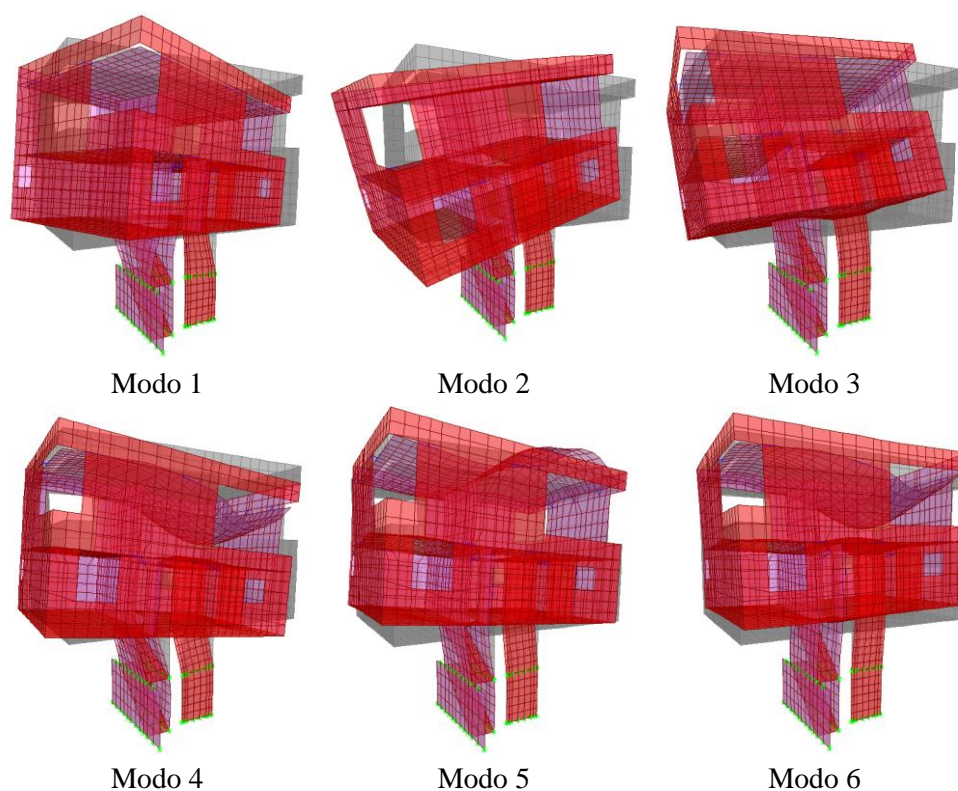


Figura 4.56 Deformate modali dei primi sei modi di vibrare.

L'analisi sismica è stata svolta adottando per gli elementi *shell* a comportamento lineare delle pareti perimetrali e delle rampe dei valori interi di rigidità flessionale, tagliante e membranale in quanto questi elementi non risultano essere molto sollecitati. Per le solette si sono specificati i valori di rigidità flessionale e tagliante fessurati nelle zone critiche in corrispondenza delle porte, mentre per le restanti zone si è scelto di utilizzare i valori interi.

Nelle successive figure sono riportati i diagrammi momento-rotazione ottenuti per le pareti 1 e 2.<sup>22</sup> Il momento è riferito alle sezioni critiche (sezioni 1C-1C, 2A-2A), mentre la rotazione è stata valutata in corrispondenza della soletta sopra il PT (sezioni 1D-1D, 2B-2B rispettivamente). La parete 1, in virtù dello sbalzo connesso all'interfaccia C e all'effetto del momento iperstatico dovuto alla precompressione<sup>23</sup>, risulta sempre sollecitata da un momento esterno positivo<sup>24</sup> che al massimo viene annullato durante alcuni istanti della sollecitazione sismica. Grazie alla precompressione la sezione critica risulta praticamente sempre interamente compressa e reagente, come testimoniato dalla linearità del diagramma. La presenza della precompressione viene ulteriormente confermata dal fatto che a un momento

<sup>22</sup> Il diagramma M- $\theta$  della parete 3 risulta poco significativo in ragione della forma tozza della stessa e del conseguente meccanismo di rottura governato in maniera preponderante dal taglio.

<sup>23</sup> Si veda in tal senso la Figura 3.36.

<sup>24</sup> Con momento positivo nel caso della parete 1 si intende un momento che tende le fibre poste sul lato dove sono presenti le barre di precompressione.

esterno nullo non corrisponda una rotazione nulla. La parete 2 manifesta invece una leggera escursione in campo plastico dovuta alla non linearità del comportamento del calcestruzzo, che non reagendo a trazione provoca una diminuzione della rigidezza flessionale testimoniata dal cambio di pendenza delle curve a partire da un momento di circa 1500 kNm. I momenti risultano tuttavia bassi per entrambe le pareti cosicché le armature si mantengono sempre in campo elastico. In Figura 4.58 è inoltre riportata in linea nera grossa la modesta variazione della tensione di trazione delle barre di precompressione.

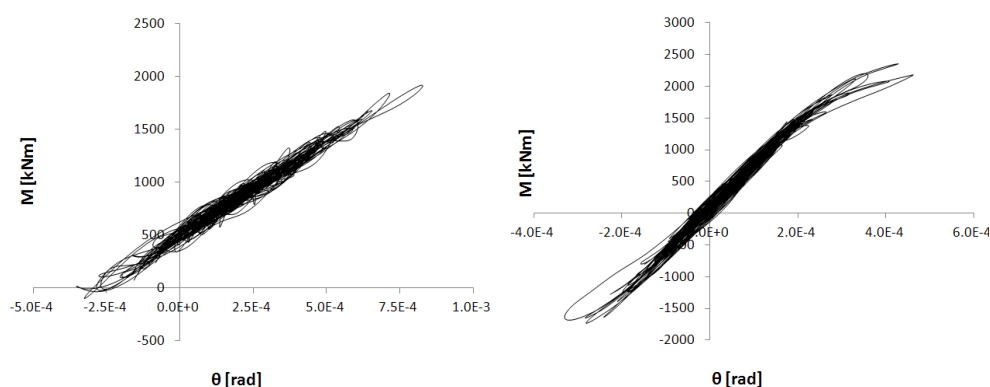


Figura 4.57 Diagrammi Momento-Rotazione riferiti alle sezioni critiche delle pareti 1 ( $sx$ ) e 2 ( $dx$ ).

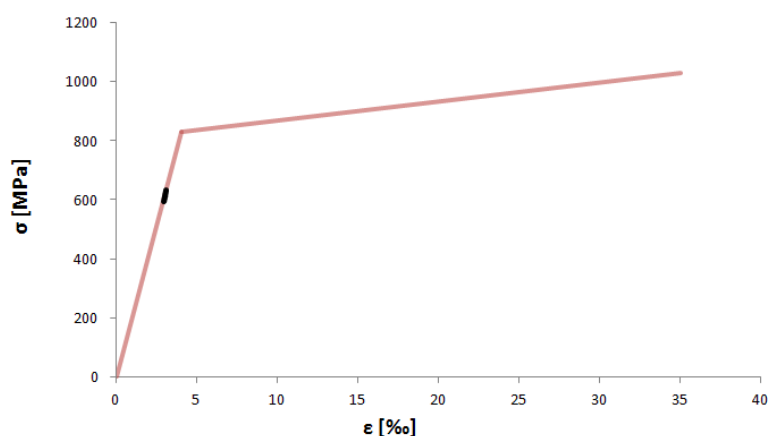
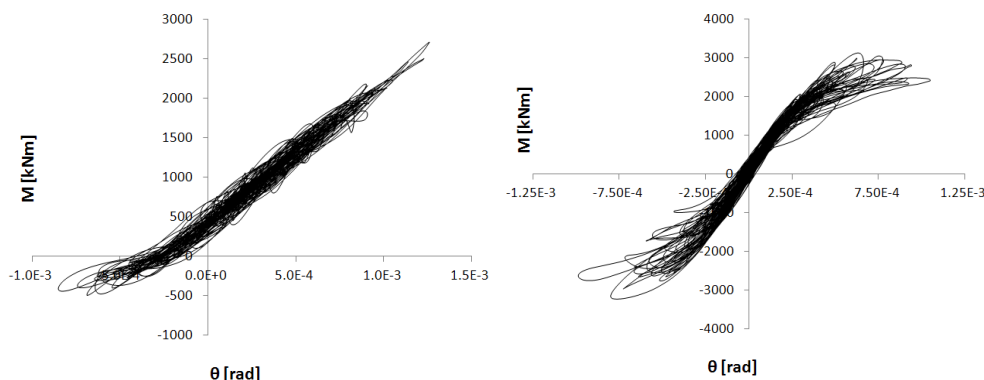


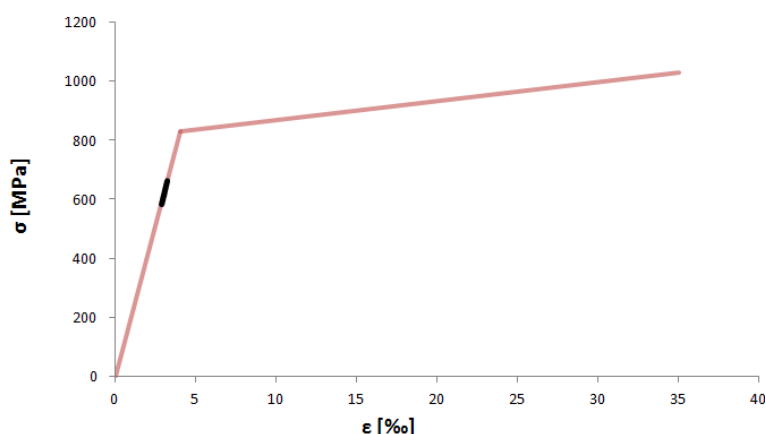
Figura 4.58 Intervallo di variazione della tensione delle barre di precompressione della parete 1 in corrispondenza della sezione critica 1C. Le tensioni massima e minima risultano rispettivamente pari a 633 MPa e 594 MPa. Tali tensioni risultano rispettivamente pari al 103% e al 97% della tensione presente all'inizio dell'analisi sismica ( $\sigma=612$  MPa), riferita a condizioni statiche dopo aver scontato le perdite. In rosso è richiamata la legge  $\sigma$ - $\varepsilon$  specificata per l'acciaio di precompressione.

A titolo di confronto si sono ricavati i precedenti grafici anche per il caso di smorzamento viscoso equivalente pari al 2%. Con riferimento alla Figura 4.59 di sinistra, in questo caso la parete 1 non risulta sempre interamente compressa. In particolare quando il momento flettente manifesta dei valori negativi il calcestruzzo all'estremità opposta rispetto a quella dove sono presenti le barre di precompressione inizia ad andare in trazione e, non reagendo, determina un cambio di pendenza delle curve. Passando alla parete 2, i cambi di pendenza testimoni della parzializzazione

della sezione si fanno ora più evidenti. Le sollecitazioni non risultano tuttavia ancora in grado di plasticizzare le armature e la variazione della tensione delle barre di precompressione risulta ancora piccola (Figura 4.60).



**Figura 4.59** Diagrammi Momento-Rotazione riferiti alle sezioni critiche delle pareti 1 (sx) e 2 (dx) nel caso di analisi riferita ad uno smorzamento viscoso pari al 2%.

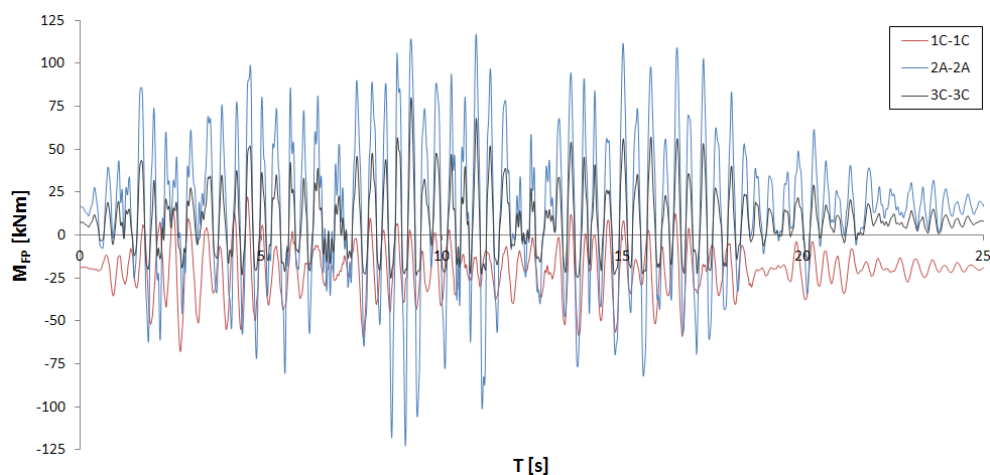


**Figura 4.60** Intervallo di variazione della tensione delle barre di precompressione della parete 1 in corrispondenza della sezione critica 1C nel caso di analisi riferita ad uno smorzamento viscoso pari al 2%. Le tensioni massima e minima risultano rispettivamente pari a 661 MPa e 583 MPa (108% e 95% della tensione presente all'inizio dell'analisi sismica pari a 612 MPa).

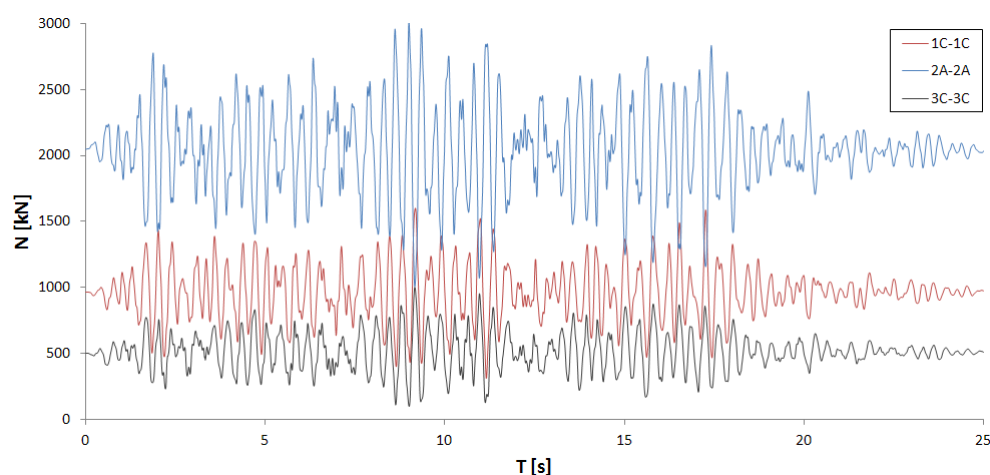
Per quanto riguarda i valori del momento fuori piano (Figura 4.61) essi non risultano particolarmente significativi.<sup>25</sup> Il grafico in Figura 4.62 mostra invece la variazione della compressione a livello della base delle pareti. Osservando l'andamento delle curve si nota che quando la parete 2 tende a scaricarsi le pareti 1 e 3 tendono a caricarsi e viceversa. Detto effetto non è dovuto ad un fenomeno di accoppiamento

<sup>25</sup> Tenendo conto dell'azione assiale agente sulle pareti i momenti fuori piano trovati non risultano in grado di parzializzare le sezioni. Nel modello è stata comunque mantenuta la non linearità delle sezioni anche fuori piano per una questione di coerenza visto che per il comportamento nel piano il materiale calcestruzzo è supposto non reagente a trazione. In caso contrario infatti la stessa parete potrebbe per assurdo risultare parzializzata per effetto del momento rispetto all'asse forte, ma interamente reagente per un momento fuori piano. L'effetto P- $\delta$  non è invece stato incluso nel modello finale in quanto le analisi preliminari hanno permesso in questo caso di escludere una sua influenza sui valori del momento fuori piano delle pareti.

delle pareti, ma alle oscillazioni della scatola della casa a causa del moto sismico. Questo, sommato al fatto di aver considerato anche la componente di accelerazione verticale del sisma, si traduce in variazioni dell'azione assiale significative.



**Figura 4.61** Andamento dei valori del momento fuori piano per le sezioni di maggior interesse.

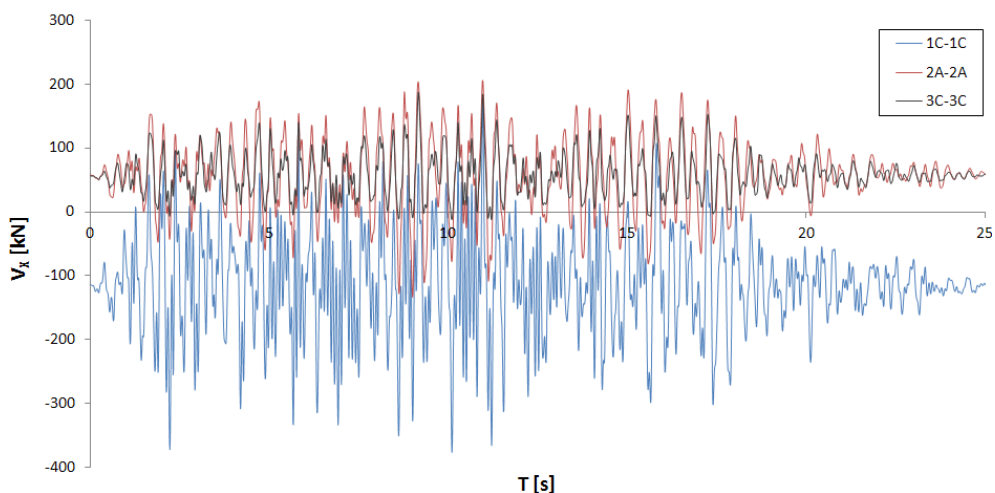


**Figura 4.62** Andamento dei valori dell'azione assiale (compressione) per le sezioni di maggior interesse.

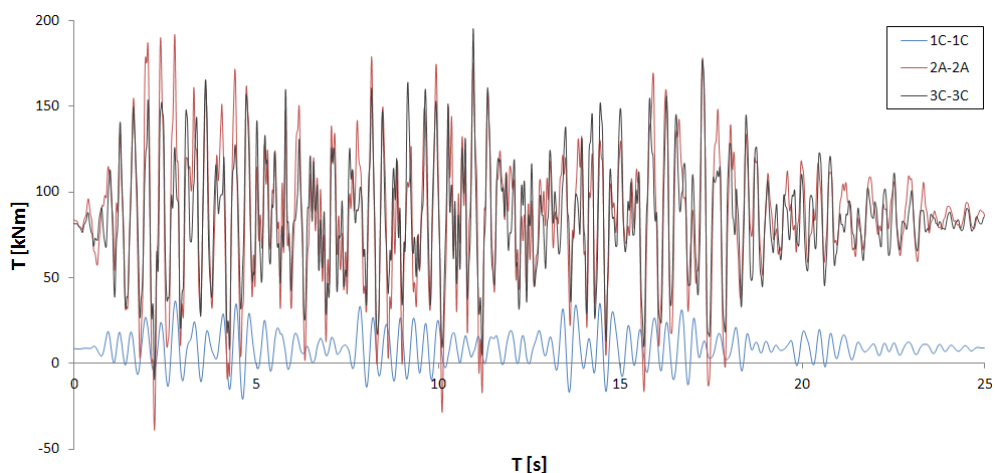
Il taglio delle pareti si mantiene su dei valori ben al di sotto delle resistenze delle stesse.<sup>26</sup> In Figura 4.63 è riportato il taglio ripreso dalle pareti in direzione globale X in corrispondenza delle sezioni critiche: alla parete 1, data la sua maggiore inerzia in tale direzione, compete un'importante aliquota del tagliante. Si segnala tuttavia un contributo non trascurabile anche da parte delle altre due pareti all'assorbimento della forza in tale direzione dovuto al fatto che la parete 1, oltre a essere l'unica parete orientata in tale direzione, risulta anche eccentrica rispetto alla direzione Y. Per effetto di una forza baricentrica in pianta agente in X deve quindi necessariamente

<sup>26</sup> La parete con la resistenza a taglio più bassa risulta essere la parete 1 che ai due livelli fuori terra, anche nel caso dell'ipotesi più conservativa di inclinazione del puntone compresso di  $\theta=45^\circ$ , manifesta comunque una resistenza  $V_{Rd}=V_{Rd,s}$  di almeno 900 kN.

venirsi a creare una coppia di forze tale da garantire l'equilibrio globale. Questa coppia è essenzialmente garantita dalle reazioni in direzione Y fornite delle pareti 2 e 3 (Figura 4.65), tuttavia un contributo minore in tal senso è anche fornito dal comportamento fuori piano e dalla leggere torsioni (Figura 4.64) alla quale queste due pareti risultano soggette. In ogni caso i valori assoluti in gioco risultano piuttosto modesti e quindi non problematici considerate le dimensioni delle pareti.

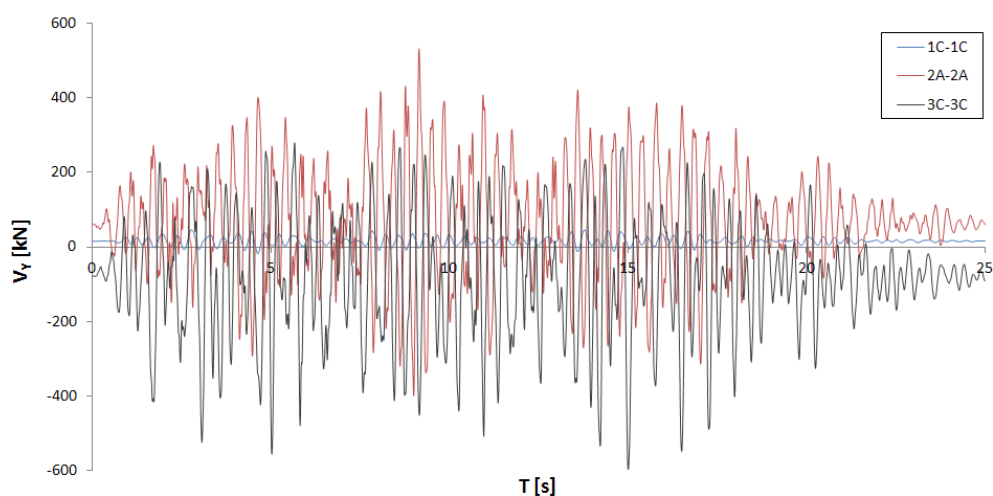


**Figura 4.63** Andamento dei tagli in direzione globale X per le sezioni di maggior interesse.



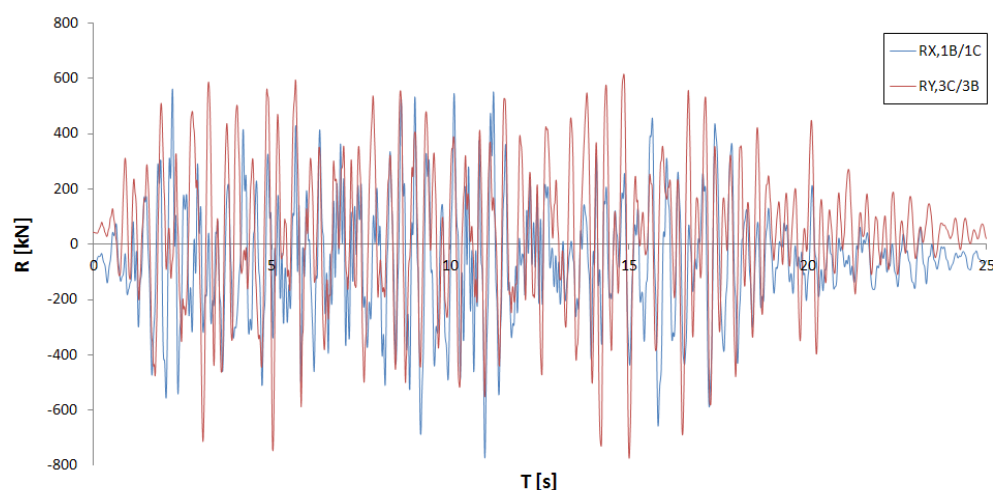
**Figura 4.64** Andamento delle torsioni per le sezioni di maggior interesse.

In Figura 4.65 sono invece riportate le storie temporali dei tagli nell'altra direzione in pianta. Appare interessante notare come i corrispondenti valori nelle pareti 2 e 3 risultino caratterizzati da un'opposizione di fase: questo effetto è proprio dovuto alla succitata coppia torcente che le due pareti offrono al piano terra per limitare la torsione dell'edificio rappresentata essenzialmente dal primo modo di vibrare. Naturalmente, per ragioni di equilibrio, oltre a fornire tale coppia la risultante di queste due forze non è in generale nulla. Il contributo della parete 1 nella direzione Y è inoltre sostanzialmente nullo.



**Figura 4.65** Andamento dei tagli in direzione globale Y per le sezioni di maggior interesse.

Le forze agenti sulla soletta di copertura della scatola di fondazione in corrispondenza del collegamento con le pareti 1 e 3 sono riportate nel successivo grafico di Figura 4.66.<sup>27</sup> Per la parete 1 l'assorbimento di tali forze non risulta a priori problematico, mentre la bucatra presente a lato della parete 3 per far posto alla rampa delle scale fa sì che gli sforzi si concentrino in corrispondenza delle due zone di soletta poste ai lati di tale bucatra. In ogni caso l'entità di tali reazioni non risulta così elevata da far sorgere dubbi circa la resistenza della soletta.



**Figura 4.66** Reazioni a livello della soletta di copertura della fondazione scatolare.

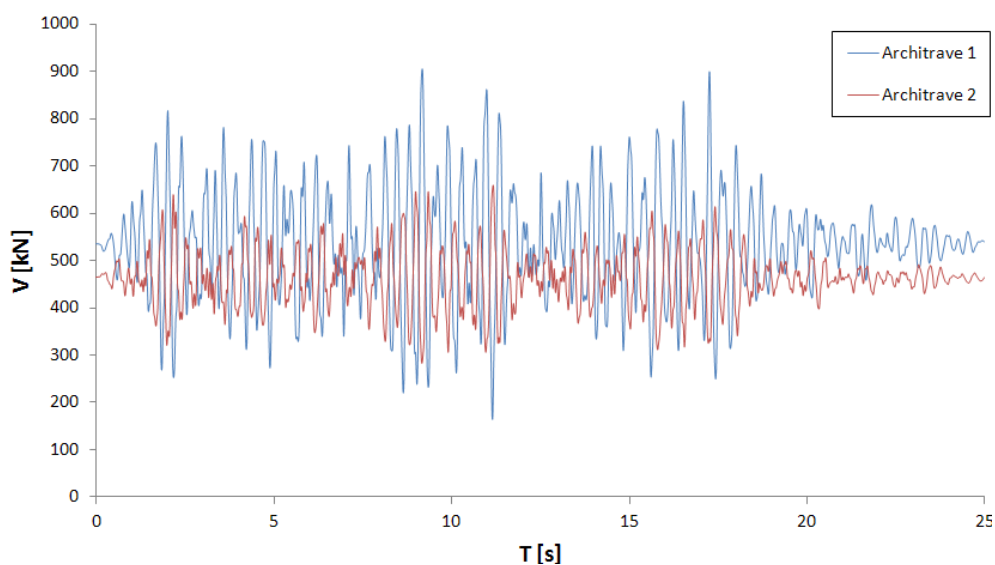
La sollecitazione di taglio in corrispondenza delle cerniere fragili degli architravi risulta invece significativa (Figura 4.67), in particolare per quanto riguarda l'architrave 1 relativo alla parete 1 (vedi Figura 4.49) che, a causa delle oscillazioni della scatola, manifesta una notevole amplificazione dei valori rispetto alle

<sup>27</sup> La parete 2 facendo parte del perimetro della scatola di fondazione si scarica sulle due pareti perimetrali ad essa ortogonali e sulla platea di fondazione.



condizioni statiche di partenza con picchi prossimi alla rottura<sup>28</sup>. L'architrave 2 mostra invece delle variazioni più contenute e risulta verificato con un certo margine di sicurezza.<sup>29</sup> Appare interessante notare come i picchi delle due curve appaiano anche in questo caso sfalsati: coerentemente all'oscillazione della scatola formata dalle pareti perimetrali e dalle solette, quando l'architrave 1 risulta più caricato, l'architrave 2 si scarica. Da questa analisi risulta evidente l'importanza della scelta di precomprimere la parete 1 per limitare il carico agente sull'architrave 1, che risulterebbe in caso contrario non verificato sia in condizioni di stato limite ultimo dei carichi verticali, sia in condizioni sismiche.<sup>30</sup>

Analoghe osservazioni valgono per i valori di taglio a livello delle interfacce tra le pareti perimetrali e quelle interne (Figura 4.68). Anche in questo caso si riscontrano importanti oscillazioni dei valori per quanto riguarda l'interfaccia relativa alla parete 1 (interfaccia C), con valori prossimi alla resistenza dell'elemento di collegamento. Il grafico permette inoltre di evidenziare la differenza in termini di carico agente sull'interfaccia A rispetto alle altre due.

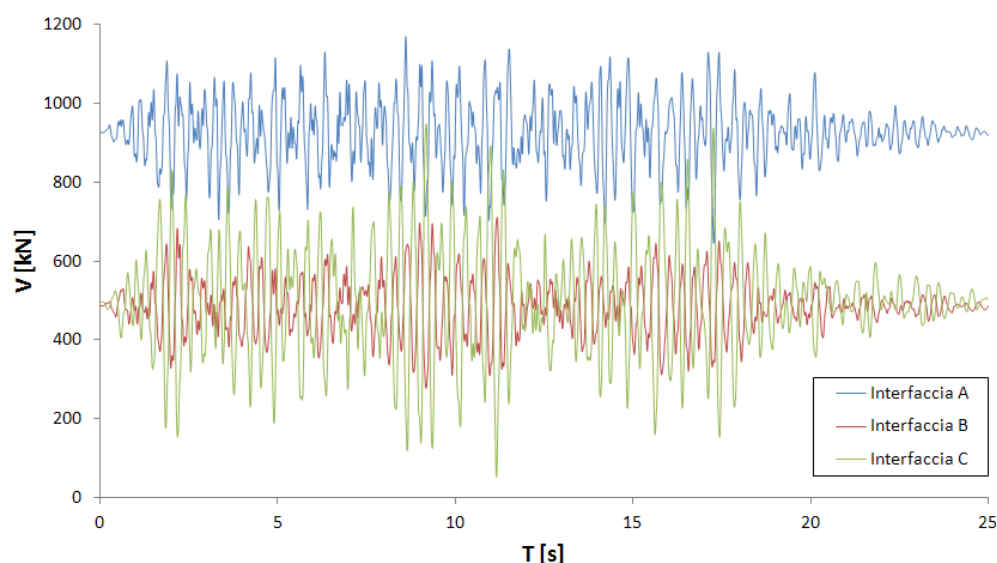


**Figura 4.67** Andamento del taglio per i due architravi connessi alla parete 1 (architrave 1) e alla parete 2 (architrave 2).

<sup>28</sup> La variazione massima del taglio dell'architrave 1 rispetto alle condizioni statiche ( $V_{sd,QP}=535$  kN), risulta di circa  $\pm 70\%$ . Il picco massimo in particolare è di  $V_{sd}=904$  kN a fronte della resistenza calcolata di  $V_{Rd}=951$  kN.

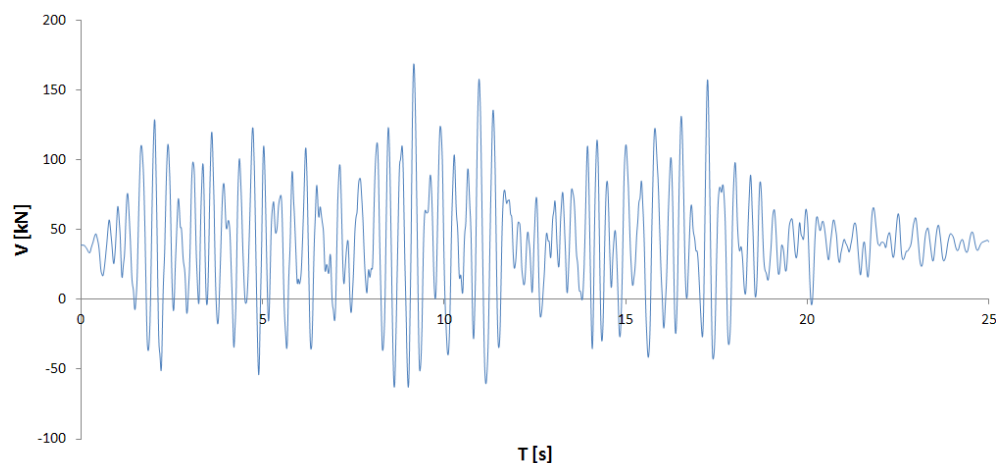
<sup>29</sup> La variazione massima del taglio dell'architrave 2 rispetto alle condizioni statiche ( $V_{sd,QP}=462$  kN), risulta di circa  $\pm 40\%$ . Il picco massimo in particolare è di  $V_{sd}=658$  kN a fronte della resistenza calcolata di  $V_{Rd}=797$  kN.

<sup>30</sup> La precompressione della Parete 1 permette di sgravare l'interfaccia C di 145 kN (123 kN considerando le perdite da tiro pari all'15%) e il relativo architrave 1 di 100 kN (85 kN). Il corrispondente aggravio del carico agente sulle interfacce A e B risulta di 72.5 kN (62 kN) per ciascuna e di 68 kN (60 kN) per quanto riguarda l'architrave 2. In definitiva la precompressione permette di bilanciare i carichi agenti in corrispondenza dei due architravi, rendendoli entrambi verificati.



**Figura 4.68** Andamento del taglio in corrispondenza delle interfacce tra pareti interne e pareti esterne

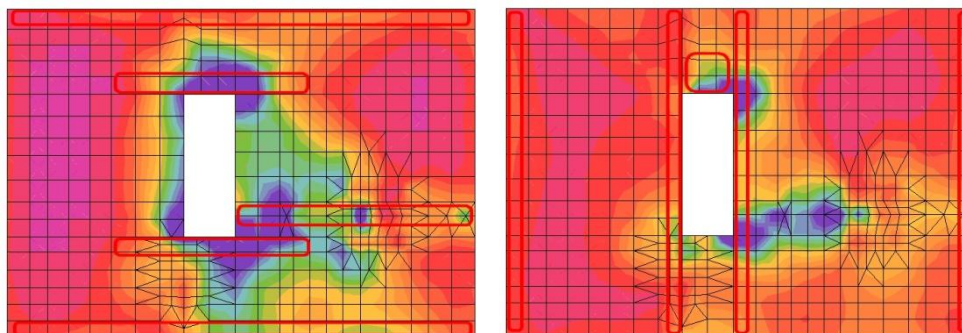
Le sollecitazioni dei collegamenti tra le solette e le pareti perimetrali sono risultate in generale piccole e con valori di picco ben al di sotto delle resistenze calcolate. In particolare i valori di taglio orizzontale ed azione assiale risultano del tutto trascurabili. In Figura 4.69 è riportato per completezza il diagramma relativo al taglio verticale del collegamento più sollecitato.



**Figura 4.69** Andamento del taglio relativo al collegamento soletta/parete esterna più sollecitato (tassello al 1P con larghezza  $b=80$  cm,  $V_{Rd}=300$  kN).

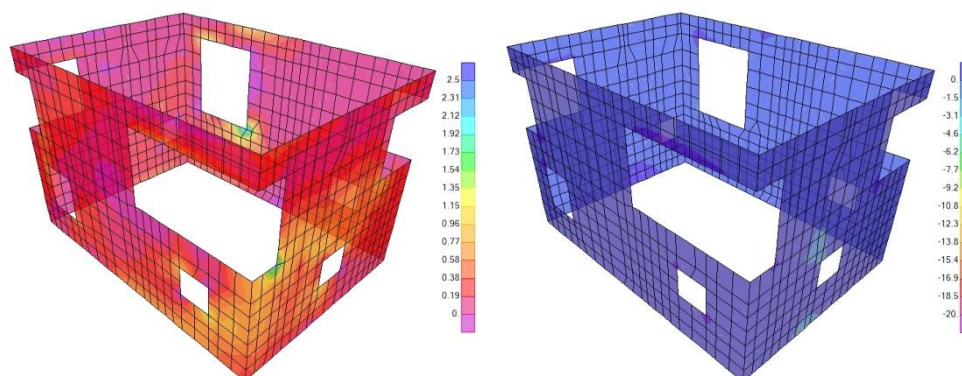
In linea con le previsioni espresse nel precedente Paragrafo 3.2.7, la soletta sopra il piano terra risulta essere quella maggiormente impegnata in caso di azione sismica. Considerando in tal senso le due pose maggiormente sollecitate in direzione X e Y (pose superiori), si evidenzia qualche zona di limitata estensione attorno al buco delle scale in cui è lecito aspettarsi che l'azione congiunta di momento flettente e trazioni membranali plasticizzi le armature presenti (Figura 4.70). Al netto di questa redistribuzione locale delle sollecitazioni la soletta risulta in generale

sufficientemente armata. Per quanto riguarda la soletta sopra il primo piano l'analisi grafica mostra delle zone di discreto impegno solo in corrispondenza degli estradossi dei due architravi e della mensola relativa all'interfaccia A. Tenendo conto che in tali zone sono presenti delle opportune armature di rinforzo le sollecitazioni risultano verificate con un buon margine di sicurezza. La soletta di copertura risulta infine scarsamente sollecitata.



**Figura 4.70** Verifica grafica delle massime forze di trazione unitarie con riferimento all'armatura generale superiore in direzione X (a sinistra) e Y (a destra) della soletta maggiormente sollecitata (soletta sopra il PT). La verifica contempla l'azione congiunta di forze membranali e momenti flettenti. Nelle zone in blu scuro l'armatura generale di soletta risulterebbe plasticizzata. Bisogna tuttavia tenere conto che nelle zone cerchiare in rosso sono presenti dei ferri di rinforzo (non contemplati dalla verifica grafica) e che il software utilizza un'ipotesi conservativa per quanto riguarda il braccio di leva  $z$  adottato per ricavare le trazioni da flessione.

Le pareti perimetrali manifestano un basso tasso di sollecitazione: operando una verifica grafica (Figura 4.71) delle massime tensioni principali che si registrano durante l'analisi sismica si ricavano delle trazioni inferiori alla resistenza a trazione del calcestruzzo e degli altrettanto bassi valori delle compressioni. In ogni caso tali pareti risultano comunque armate in maniera non trascurabile per esigenze estetiche di limitazione della fessurazione. L'ipotesi di comportamento lineare assunto in fase di analisi risulta pienamente giustificata.



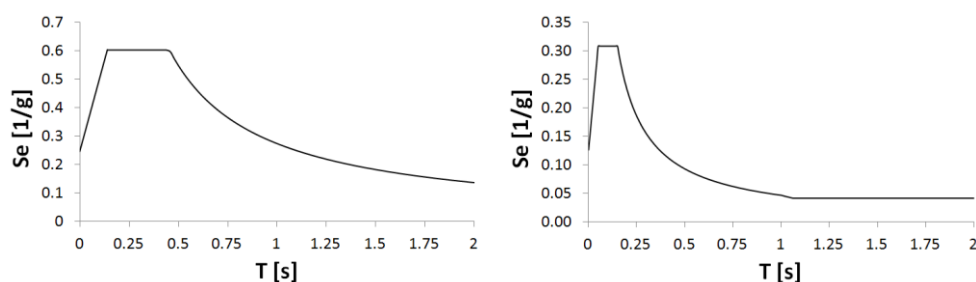
**Figura 4.71** Verifica grafica delle tensioni principali delle pareti perimetrali. A sinistra: massime tensioni principali di trazione. Nessun punto oltrepassa la resistenza a trazione di progetto del cls (C30/37,  $f_{ctd}=2.50$  MPa). A destra: minime (in segno) tensioni di compressione. Nessun punto oltrepassa la resistenza a compressione di progetto del cls (C30/37,  $f_{cd}=20$  MPa).

In definitiva la struttura analizzata risulta verificata rispetto ad un evento sismico previsto dall'attuale normativa per il sito su cui sorge. In particolare le pareti interne e perimetrali offrono ampie garanzie di resistenza, così come la maggior parte degli elementi di collegamento caratterizzati da un meccanismo di collasso fragile. Si ravvisano tuttavia delle criticità localizzate sia per quanto riguarda l'architrave della parete 1 sia per quanto riguarda il collegamento tra quest'ultima e la parete perimetrale ad essa ortogonale dovute alle notevoli variazioni in termini di carico legate alle oscillazioni della scatola formata dalle pareti perimetrali e dalle solette. Queste ultime risultano sostanzialmente verificate, anche se l'analisi ha permesso di mettere in luce una locale redistribuzione delle sollecitazioni soprattutto per quanto riguarda la soletta sul PT.

Appare anche in questo caso interessante analizzare la risposta degli elementi principali di tale struttura nel caso di un ipotetico terremoto italiano.

#### 4.3.3 Approfondimento nel caso di sisma più gravoso

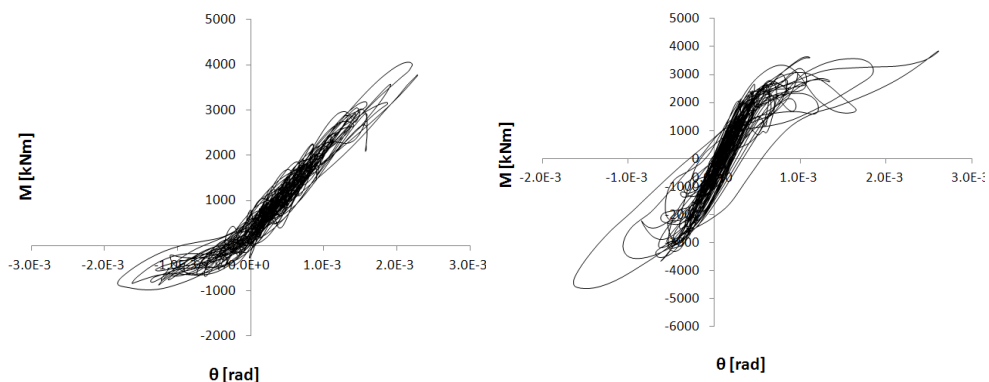
Analogamente al precedente caso studio, si è immaginato di ricollocare la struttura analizzata nel comune di Udine, ricavando i nuovi accelerogrammi a partire dai relativi spettri elastici di risposta previsti dall'attuale normativa italiana (Figura 4.72). La nuova analisi sismica è stata condotta in maniera analoga a quanto descritto in precedenza per il caso con sisma "svizzero", ad eccezione del fatto che le varie cerniere fragili a taglio sono state rimosse in modo da ottenere una stima circa l'entità dei rinforzi necessari da apportare ai vari elementi interessati (tasselli solette, interfacce pareti e architravi) per resistere alle nuove sollecitazioni.



**Figura 4.72** Spettri elastici di risposta previsti dalle NTC 2008 [58] per il comune di Udine, facendo riferimento ad una categoria di sottosuolo B e a uno smorzamento viscoso  $\xi=5\%$ . *A sinistra*: componente di accelerazione orizzontale. *A destra*: componente di accelerazione verticale.

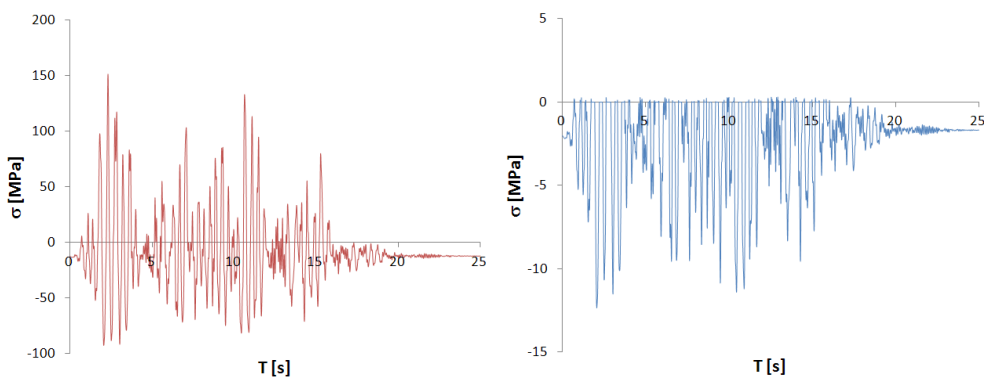
Nella successiva Figura 4.73 sono riportati i cicli momento-rotazione relativi alle pareti 1 e 2 ottenuti a valle della nuova analisi. In questo caso la parete 1, oltre che per valori di momento negativo, manifesta a livello della sezione critica 1C un inizio di parzializzazione anche in corrispondenza dei valori più elevati di momento positivo. Anche la parete 2, nonostante l'ovvia accentuazione della parzializzazione

sezionale, offre una risposta ancora sostanzialmente elastica in fase fessurata, ad eccezione di qualche picco sollecitativo isolato associato al particolare accelerogramma adottato ed in grado tuttavia di snervare tutt'al più le sole armature più estreme.

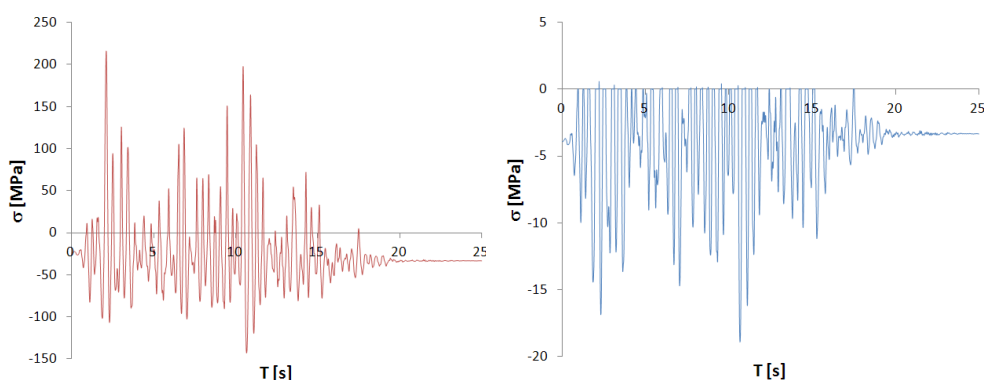


**Figura 4.73** Diagrammi Momento-Rotazione riferiti alle sezioni critiche delle pareti 1 (*sx*) e 2 (*dx*).

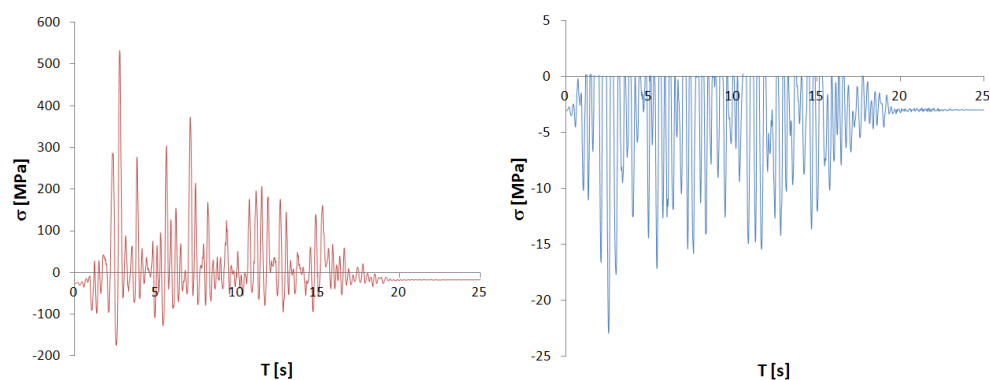
Approfondendo il discorso dell'analisi tensionale, dalle successive figure è possibile ottenere informazioni circa l'andamento temporale delle tensioni a livello degli elementi *shell* non lineari a strati posti alle due estremità delle sezioni critiche 1C-1C e 2A-2A; rappresentativi del comportamento del materiale acciaio e calcestruzzo.



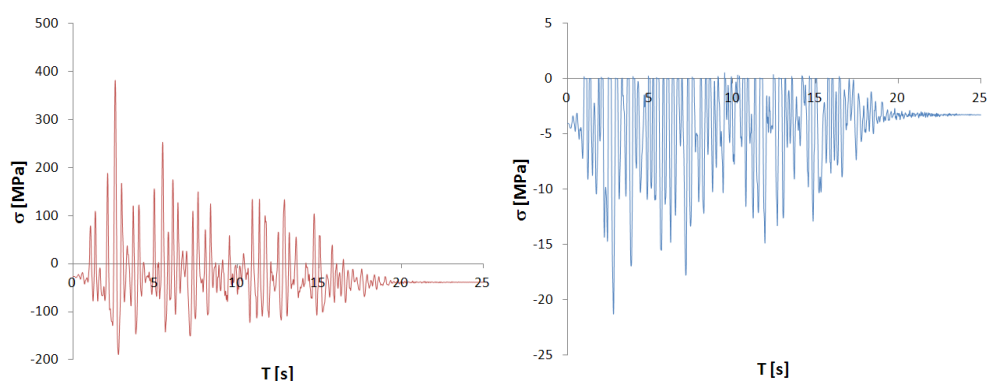
**Figura 4.74** Tensioni nelle barre (*sinistra*) e nel calcestruzzo (*destra*) in corrispondenza dell'estremo sinistro della sezione 1C-1C (fare riferimento alla Figura 4.54).



**Figura 4.75** Tensioni nelle barre e nel calcestruzzo dell'estremo destro della sezione 1C-1C.



**Figura 4.76** Tensioni nelle barre e nel calcestruzzo dell'estremo sinistro della sezione 2A-2A.



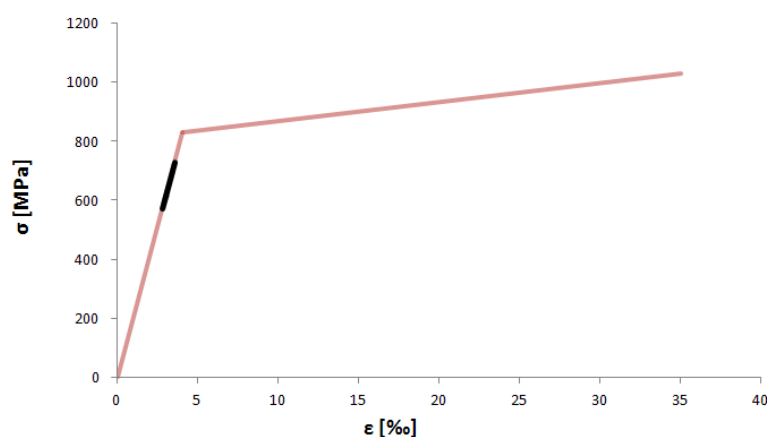
**Figura 4.77** Tensioni nelle barre e nel calcestruzzo dell'estremo destro della sezione 2A-2A.

Considerando le leggi costitutive dei materiali utilizzate per caratterizzare il comportamento non lineare delle pareti (Figura 4.4 e Figura 4.50), si può notare sia come l'armatura lenta della parete 1 lavori in generale ancora pienamente in campo elastico sia come le tensioni nel calcestruzzo risultino sempre ben al di sotto del valore di picco della resistenza caratteristica. Per quanto riguarda la parete 2, le barre dell'estremità sinistra risultano in media leggermente più sollecitate a causa del fatto che l'interfaccia A risulta più caricata dell'interfaccia B. In particolare i picchi di tensione dovuti all'azione combinata dello sforzo normale e dei momenti intorno ai due assi, per alcune combinazioni degli accelerogrammi considerati portano ad un'escursione in campo plastico delle armature di tale estremità (Figura 4.76). In tal senso gioca un certo ruolo anche la presenza della scala del PT interposta tra le pareti 2 e 3 che è risultata essere in generale un elemento capace di aggravare localmente lo stato tensionale delle due pareti.<sup>31</sup> Le tensioni nel calcestruzzo risultano anche per questa parete al di sotto del corrispondente valore resistente.

<sup>31</sup> Oltre al modello qui presentato, caratterizzato dalla presenza della scala modellata con shell a comportamento esclusivamente membranale, è stato realizzato anche un altro modello privo di tale elemento, ipotizzando l'adozione di una scala in legno (uguale a quella presente tra il 1P e il 2P) in grado di non interferire con il comportamento della struttura portante. Oltre ad un generale leggero aumento dei periodi propri di vibrazione dovuti ad una minor rigidità torsionale della struttura, le sollecitazioni a livello delle pareti 2 e 3 (e della soletta sopra il PT in corrispondenza dell'attacco con la suddetta rampa) sono risultate per questo secondo modello in generale più contenute. In particolare

L'andamento complessivo delle tensioni offre inoltre un'ulteriore riprova della correttezza della modellazione del comportamento non lineare delle pareti in quanto si osserva come gli elementi *shell* non lineari rappresentativi del calcestruzzo non reagiscano a trazione e come in corrispondenza di tali valori di nullo i corrispondenti elementi rappresentativi dell'armatura vadano in trazione. Nel caso di compressione tutte le *shell* invece collaborano limitando i picchi relativi alle tensioni di compressione delle barre.

In Figura 4.78 è riportato l'intervallo di variazione delle tensioni di trazione delle barre di precompressione della parete 1. Come si può notare, nonostante l'incremento dell'azione sismica, le barre continuano a lavorare in campo prettamente elastico mantenendo ancora una discreta riserva di resistenza.



**Figura 4.78** Intervallo di variazione della tensione di trazione delle barre di precompressione della parete 1 in corrispondenza della sezione critica 1C.

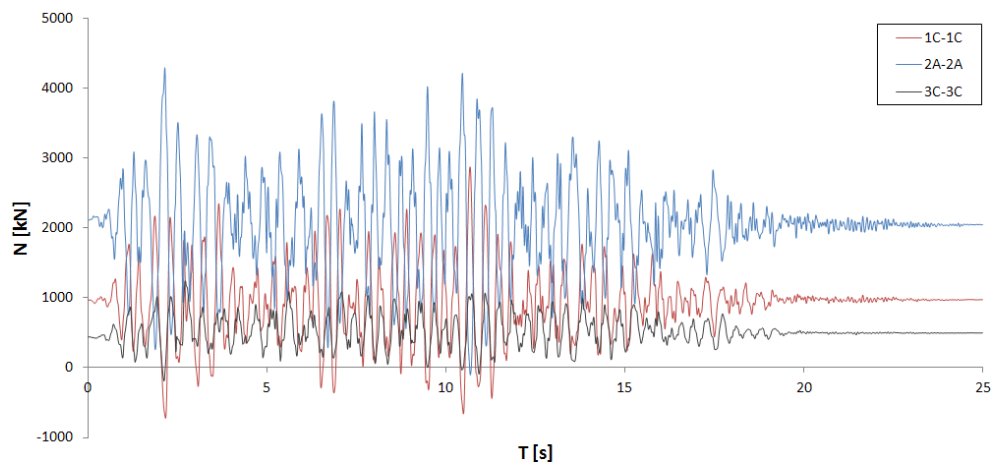
Per quanto riguarda l'analisi della risposta complessiva delle pareti, i concetti esposti nel precedente paragrafo rimangono validi, anche se necessariamente amplificati in virtù dell'incremento delle forze sismiche. In particolare è interessante notare come le importanti oscillazioni della scatola della casa e il conseguente spostamento della risultante dei carichi verticali, risultino in questo caso tali da portare per alcuni istanti in corrispondenza dei picchi le pareti in trazione, specialmente nel caso della parete più eccentrica 1 (Figura 4.79).<sup>32</sup> I momenti fuori piano e quelli torcenti risultano ancora non problematici, così come i valori dei tagli nelle due direzioni di interesse si

---

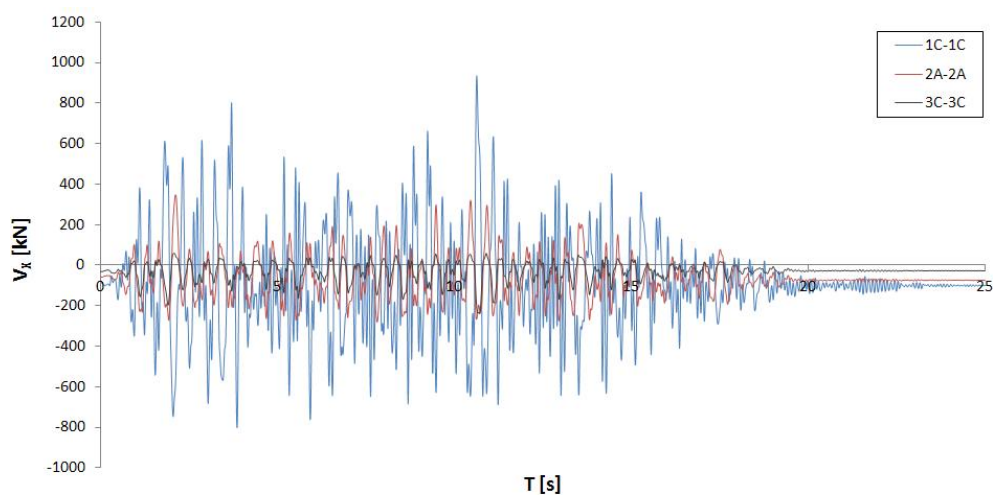
si sono registrati picchi inferiori per quanto riguarda il valore dell'azione assiale e i tagli fuori piano delle due pareti. In questo caso le armature d'estremità della parete 2 non raggiungono, anche se di poco, lo snervamento. La presenza della scala infine influenza parzialmente la regolarità dei cicli momento-rotazione relativi alla parete 2, presentati nella precedente Figura 4.73.

<sup>32</sup> Alla forza assiale di trazione relativa alla parete 1 non corrisponde tuttavia necessariamente una trazione del calcestruzzo in quanto bisogna tenere conto del contributo della forza interna di compressione dovuta alla precompressione, che genera uno stato sollecitativo di presso-flessione che anche in questo caso conferma ancora una volta la sua utilità.

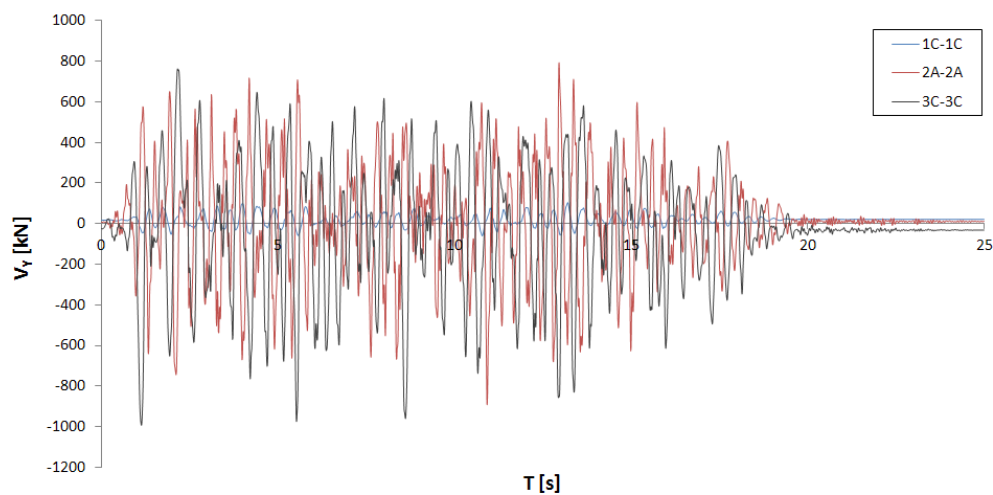
mantengono ben al di sotto delle rispettive resistenze delle pareti (Figura 4.80 e Figura 4.81).



**Figura 4.79** Andamento dell'azione assiale per le sezioni di maggior interesse delle pareti.



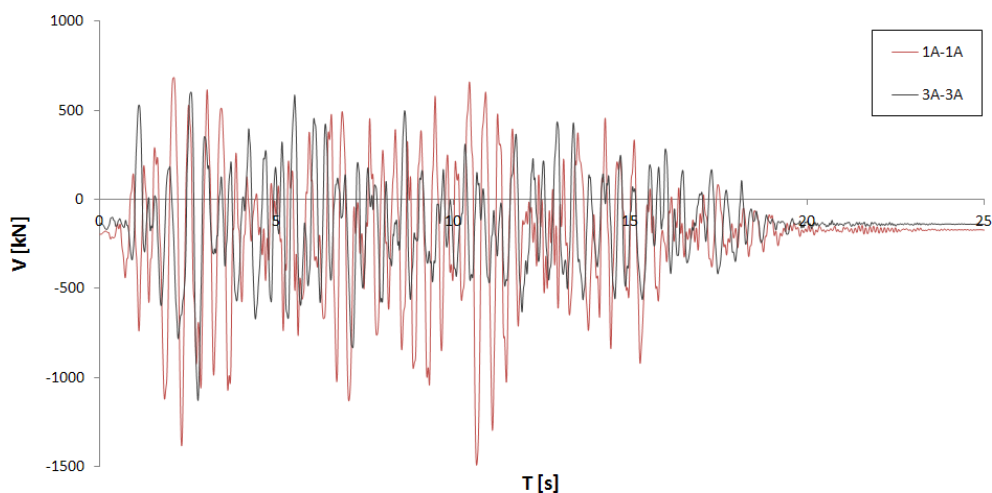
**Figura 4.80** Andamento dei tagli in direzione globale X per le sezioni di maggior interesse.



**Figura 4.81** Andamento dei tagli in direzione globale Y per le sezioni di maggior interesse.

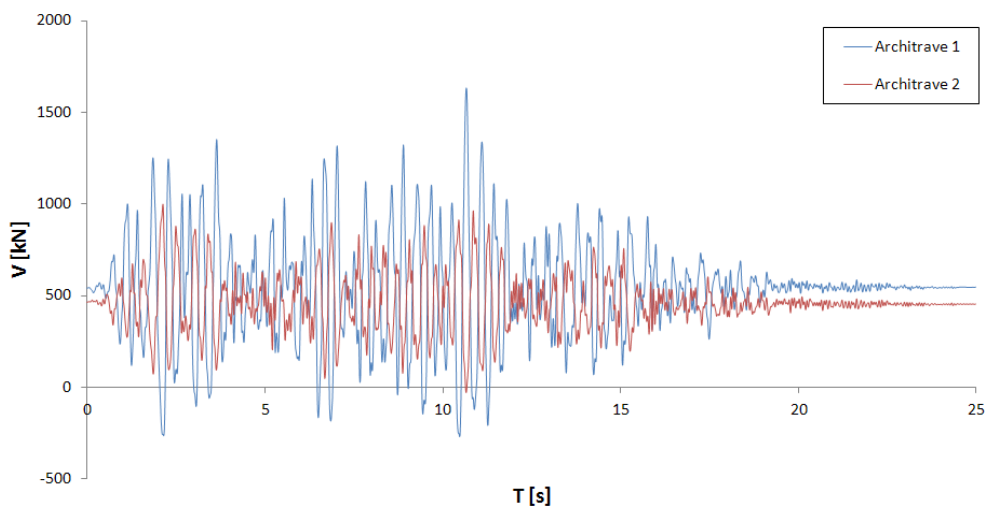


L'ipotesi di fondazione scatolare comporta che per le pareti interne i valori più alti di taglio si registrino in corrispondenza del piano interrato (Figura 4.82). Anche in questo caso i valori di picco dei tagli non risultano tuttavia problematici.<sup>33</sup>



**Figura 4.82** Andamento dei tagli nelle pareti interne alla scatola di fondazione.

A livello dei due architravi, l'amplificazione delle oscillazioni del blocco della casa rende particolarmente gravosa la verifica dell'architrave 1, con dei valori del taglio sollecitante al picco ben al di sopra dell'attuale resistenza ultima (Figura 4.83). Si registrano inoltre alcune inversioni di segno di modesta entità in corrispondenza delle quali l'azione assiale esterna della parete 1 risulta, come si è visto, di trazione.



**Figura 4.83** Andamento del taglio per i due architravi.

<sup>33</sup> La parete che al contempo risulta più sollecitata e dotata di una resistenza più bassa nei confronti del taglio è, come già detto in precedenza, la parete 1. Tenendo conto dell'armatura orizzontale effettivamente presente ( $\phi 14/20$  al piano terra e  $\phi 14/10$  al piano interrato), la resistenza minima a taglio lato armatura di tale parete (formula 4.1.18 delle NTC 2008 con  $\theta=45^\circ$ ) risulta  $V_{Rd,s,min}=1080$  kN al piano terra e  $V_{Rd}=V_{Rd,s,min}=2160$  kN al piano interrato. La resistenza minima lato calcestruzzo della stessa (formula 4.1.19 delle NTC 2008 con  $\theta=21.8^\circ$ ), senza tenere conto dell'influsso positivo di un'eventuale compressione ( $\alpha_c=1$ ), risulta in ogni caso di  $V_{Rd,c,min}=1670$  kN.

Per evitare la rottura dell'architrave 1 mantenendo immutata la sua geometria originale, sarebbe sufficiente progettualmente inserire un'armatura diagonale disposta ad X in modo da scaricare il puntone compresso di calcestruzzo (Figura 4.84).<sup>34</sup> La stessa strategia può essere adottata efficacemente anche per l'architrave 2, per il quale il rinforzo necessario risulta in definitiva meno sostanzioso.

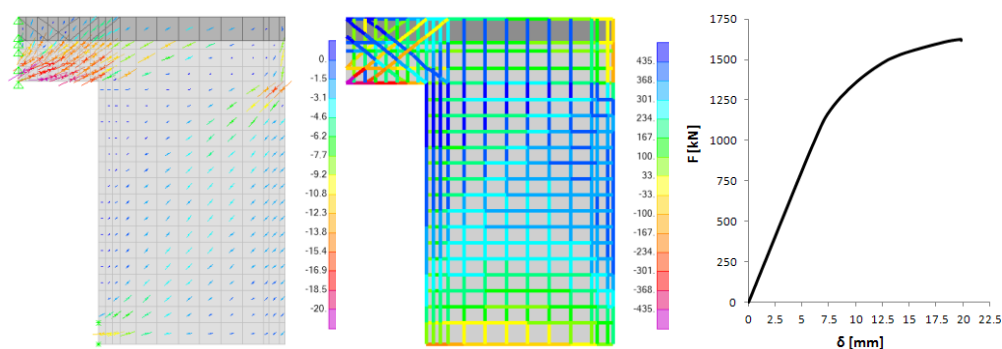


Figura 4.84 Rinforzo mediante armatura diagonale ad X dell'architrave 1.

Per quanto riguarda i collegamenti tra le pareti perimetrali e quelle interne, mentre le interfacce A e B risultano ancora verificate, l'interfaccia C relativa alla parete 1 dovrebbe essere riprogettata per tener conto del sensibile incremento di carico appena discusso. La maggioranza dei collegamenti tra le due solette superiori e le pareti perimetrali risulta inoltre verificata.<sup>35</sup>

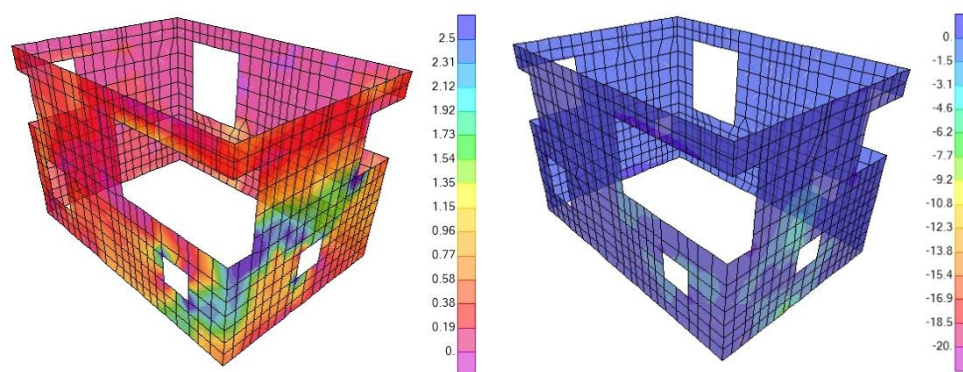
La soletta di copertura si dimostra ancora adeguata nei confronti dell'azione sismica considerata. L'impalcato intermedio risulta invece insufficientemente armato nell'intorno della parete 1 e del buco centrale. Ciononostante il suo spessore può essere mantenuto inalterato operando un opportuno rinforzo dell'armatura presente. Per la soletta sopra il piano terra la scelta più conveniente per far fronte all'importante incremento di sollecitazioni appare quella di adottare uno spessore leggermente maggiorato oltre che un esteso rinforzo dei ferri.<sup>36</sup>

Come testimonia la seguente Figura 4.85, le pareti perimetrali relative alla scatola continuano invece ad essere scarsamente sollecitate: solo in alcune zone di limitata estensione la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta superata.

<sup>34</sup> Per la nuova verifica dell'architrave 1 riportata in Figura 4.84 si è ipotizzato di mantenere l'armatura originale presente aggiungendo 3+3 coppie di barre diagonali  $\phi 26$  disposte ad X, per un totale di 6 barre aggiuntive per ciascuna diagonale. Il carico ultimo a livello di interfaccia passa in tal modo dai precedenti 951 kN ai 1623 kN, valore leggermente maggiore dei picchi massimi ottenuti dall'analisi sismica (Figura 4.83).

<sup>35</sup> Risultano non verificati due collegamenti relativi alla soletta del 1P. Per questi elementi deve perciò essere prevista un'opportuna estensione dell'armatura a taglio già presente (Figura 3.34).

<sup>36</sup> Un eventuale inspessimento della soletta sopra il piano terra non mette in ogni caso in discussione i risultati qui presentati in quanto l'incremento della massa sismica complessiva risulterebbe molto contenuto. Per fare un esempio, aumentando di 5 cm tale spessore si aggiungerebbero circa 100 kN al peso sismico complessivo della struttura (3505 kN), pari a meno del 3% di esso.



**Figura 4.85** Verifica grafica delle tensioni principali delle pareti perimetrali, con riferimento all'istante temporale di maggior impegno dell'architrave 1. A sinistra: massime tensioni principali di trazione. La resistenza a trazione di progetto del cls è oltrepassata solo localmente (C30/37,  $f_{ctd}=2.50$  MPa). A destra: minime (in segno) tensioni di compressione. Nessun punto oltrepassa la resistenza a compressione di progetto del cls (C30/37,  $f_{cd}=20$  MPa).

Per quanto riguarda la struttura interrata della fondazione scatolare essa, nell'ipotesi di mantenere la conformazione attuale, deve necessariamente venire riverificata considerando in particolare sia le forze membranali maggiorate dovute alle reazioni offerte dalla soletta alle pareti, sia le trazioni verticali relative alla parete 1 che si scaricano sulla platea. Nello specifico, specialmente se si fosse in presenza di terreno di scarsa consistenza e per limitare eventuali cedimenti, rotazioni o scongiurare fenomeni di ribaltamento globale della struttura, si potrebbe rivelare in tal senso opportuno ricorrere alla realizzazione della platea su pali oppure allargare l'impronta di carico della scatola, eventualmente dotando le relative pareti perimetrali di un sistema di contrafforti posizionati esternamente.

Anche per questo secondo progetto, al netto di verifiche locali più dettagliate e tenendo conto delle modifiche e dei rinforzi appena discussi, l'analisi sismica permette in generale di escludere deficienze gravi ed evidenti da parte dei principali elementi strutturali anche per un terremoto sensibilmente più gravoso di quello di progetto. Ciononostante si segnala anche in questo caso l'opportunità di adottare alcuni accorgimenti ed operare delle migliorie a livello di armatura e giunzioni in virtù dell'ipotizzato ricollocamento della struttura in una zona sismica maggiormente attiva.<sup>37</sup>

<sup>37</sup> Alcuni esempi: riprogettazione delle rampe scala dei piani interrato e terra in modo da evitare locali aggravi sollecitativi e concentrazioni tensionali a livello delle pareti e dell'attacco con le solette; raffittimento delle legature delle armature verticali delle pareti per scongiurare il rischio di eventuali instabilizzazioni dei ferri compressi; confinamento del calcestruzzo alle due estremità della parete 2 mediante opportuna staffatura (per la parete 3 questo accorgimento non riveste un ruolo di pari importanza a causa del meccanismo di rottura governato essenzialmente dal taglio); eventuale disposizione di armature diagonali passanti disposte ad X in corrispondenza delle tappe di getto delle pareti al fine di evitare fenomeni di scorrimento; adozione di barre di diametro inferiore per la parete 1; riprogettazione delle giunzioni per sovrapposizione dei ferri verticali delle pareti 2 e 3; realizzazione monolitica dei collegamenti tra le pareti interne e quelle esterne (interfacce A, B e C) senza tappe di getto.

#### 4.4 Conclusioni ed osservazioni finali

Le analisi sismiche appena discusse permettono di affermare che, con i dovuti accorgimenti e operando delle leggere modifiche oltre che degli opportuni rinforzi locali, le strutture presentate nel precedente capitolo potrebbero potenzialmente venire edificate anche in una zona sismica italiana mediamente attiva come quella friulana. Bisogna tuttavia tenere ben presente che tali strutture risultano pressoché prive di ridondanza a livello di meccanismi resistenti e quindi richiedono necessariamente una progettazione molto accorta e dettagliata in quanto il margine di errore lasciato al progettista risulta in tali condizioni potenzialmente nullo. In tal senso una coscienziosa lieve abbondanza a livello di armatura delle strutture portanti in elevazione può risultare giustificata poiché l'importanza della duttilità strutturale passa in questo caso leggermente in secondo piano rispetto ad una maggiore riserva di sicurezza sui valori di resistenza.

A conclusione delle analisi proposte appare inoltre doveroso sottolineare come esse siano volutamente incentrate essenzialmente sulla porzione fuori terra delle strutture, adottando dei vincoli semplici per modellare la parte interrata delle stesse. A monte di questo approccio ci sono principalmente due motivazioni. La prima discende dal concetto che lo studio dettagliato della parte interrata risulta di interesse secondario in relazione al fine prefissato della tesi che è quello di analizzare il comportamento sismico di una tipologia di strutture inusuale per il panorama progettuale italiano. La conformazione delle fondazioni risulta infatti in tal senso del tutto ordinaria e può essere soggetta ai più svariati adattamenti e modifiche senza che la parte fuori terra perda le sue peculiarità e particolarità. Inoltre la modellazione adottata risulta in generale a favore di sicurezza per quanto riguarda la struttura fuori terra ed è intesa a fornire delle informazioni di carattere generale e svincolate il più possibile dalla specifica conformazione delle fondazioni o della particolare categoria del terreno, la cui modellazione tra l'altro si contraddistingue notoriamente per un elevato grado di incertezza anche in virtù dell'aleatorietà dei parametri geotecnici in gioco. La seconda motivazione, di natura prettamente tecnica, discende sia dall'esigenza di favorire l'interpretazione e la leggibilità dei risultati sia da quella di limitare le non linearità e il peso computazionale di modelli che già di per sé risultano relativamente complessi e pesanti, nonché caratterizzati da tempi di analisi piuttosto cospicui.

## Conclusioni

---

Il lavoro presentato ha inteso offrire uno spaccato dell'attuale panorama progettuale svizzero, mettendo in relazione la tematica sismica con alcune soluzioni progettuali e prassi costruttive peculiari di questa nazione che raramente trovano riscontro nel nostro paese e risultano per alcuni versi significativamente distanti dalla filosofia progettuale italiana, tesa a concepire strutture piuttosto regolari e dotate di un alto grado di duttilità e ridondanza per quanto riguarda i meccanismi sismo-resistenti.

La tesi ha consentito in particolare di:

- venire a contatto con la cultura strutturale ed architettonica elvetica, specialmente per quanto riguarda l'utilizzo della tecnologia del calcestruzzo armato e precompresso, interpretandone le attuali tendenze e declinazioni alla luce del relativo *background* storico;
- approfondire l'evoluzione storica della normativa tecnica svizzera, con un particolare *focus* sulla tematica sismica e i suoi più recenti sviluppi;
- studiare diversi dettagli costruttivi sia ricorrenti sia decisamente particolari relativi ad una selezione di costruzioni realizzate recentemente in Svizzera, analizzando in chiave critica le relative ripercussioni a livello di risposta sismica della struttura;
- analizzare il comportamento sismico complessivo dei due progetti ritenuti di maggior interesse tra quelli precedentemente selezionati, considerando sia le risposte relative al sisma di progetto sia quelle legate ad un potenziale evento italiano di entità medio-alta.

Lo scopo finale dello studio è quello di esaminare una realtà progettuale che, sebbene risulti a noi molto vicina geograficamente, non di rado si declina in forme e soluzioni strutturali particolarmente libere – e che per alcuni versi possono essere giudicate

anche come "ardite" – che in generale mal si conciliano con la progettazione antisismica tradizionale che in Italia, per ovvie e giuste ragioni di forza maggiore, risulta molto sentita. Questa differenza è in parte anche dovuta ad un impianto normativo che, seppur rigoroso, oltre che essere decisamente più snello di quello italiano, non ha una natura cogente ma solamente informativa dell'attuale stato dell'arte. Tale approccio, se da un lato offre indubbiamente un'ampia libertà espressiva e compositiva al progettista strutturale, tende a responsabilizzarlo maggiormente sotto il profilo concettuale in quanto le norme forniscono meno punti di riferimento capaci di guidarlo verso un buon comportamento complessivo della struttura. In Italia si registra in parte il problema opposto: il progettista, sentendosi molto responsabilizzato sotto il profilo legale, tende a non andare al di là delle formule contenute in normativa che, essendo basate su delle ipotesi di regolarità, portano a realizzare delle strutture che, sebbene ottime dal punto di vista della sicurezza, risultano in tal senso maggiormente vincolate nella forma, nella composizione e nelle proporzioni.

Il lavoro proposto non deve tuttavia in definitiva essere visto come una critica all'impostazione seguita dall'odierna ingegneria strutturale italiana, già peraltro storicamente capace di formare personalità e talenti riconosciuti come eccellenze a livello internazionale. La tesi in tal senso è volta ad offrire uno spunto di riflessione e un'occasione di arricchimento e confronto con un approccio progettuale in parte diverso dal nostro, con l'intento di mostrare come degli schemi strutturali molto liberi possano essere, con i giusti accorgimenti, potenzialmente edificati anche sul nostro territorio nazionale. Inoltre, a fronte di un costo di realizzazione sostanzialmente identico a quello relativo ad progettazione antisismica tradizionale, tali strutture possono rappresentare una nuova ed interessante prospettiva di applicazione delle tecnologie avanzate di protezione sismica.

Occorre tuttavia tener ben presente che, in una società ed in una realtà professionale governate da una forte concorrenza, sebbene una maggior libertà progettuale si traduca positivamente in una maggiore ricerca di soluzioni originali e "su misura" per far fronte alle esigenze particolari della committenza, il confine tra una struttura coscientemente ardita e un azzardo strutturale, specialmente in relazione alla tematica sismica, risulta molto labile e deve essere correttamente valutato per mezzo di una progettazione seria ed attenta.

Per concludere, sembra più che mai attuale l'antico detto *in medio stat virtus*.

## Ringraziamenti

---

Un primo doveroso ringraziamento va al Professore *Stefano Sorace*, persona alla quale devo buona parte dei miei successi a livello accademico e professionale. La ringrazio per la grande disponibilità, lealtà e umanità che non ha mai mancato di accordarmi fin dal nostro primo incontro.

Ringrazio la mia *famiglia* per aver reso possibile questo traguardo, avermi sempre indirizzato nelle giuste direzioni, dato conforto ed affetto nei momenti difficili.

Un grazie a tutti i miei *amici* per i momenti felici che mi hanno saputo regalare e per la tristezza che talvolta hanno saputo arginare. In particolare grazie a Cesare, Emanuele, Federica, Giacomo, Matteo, Matteo, Marco, Maria Vittoria, Roberto.

Ringrazio l'intero studio *Ingegneri Pedrazzini Guidotti* per avermi accolto a braccia aperte, dato fiducia ed insegnato una professione. Senza di voi questa tesi non avrebbe mai visto la luce.

Un pensiero speciale va infine a tutti gli *studi professionali* che hanno supportato la mia ricerca fornendomi utili informazioni e i piani di progetto presentati nella tesi.





## Bibliografia

---

- [1] D. P. Billington, *The art of structural design: a swiss legacy*, Princeton, New Jersey: Princeton University Art Museum, 2003.
- [2] H. Isler, «Twenty-five years attempt for structural beauty,» *IABSE Congress Report*, n. 11, pp. 147-152, 1980.
- [3] H. Isler, «New shapes for shells-Twenty years later,» in *Isler as structural artist*, Princeton, Princeton University Art Museum, 1980, p. 40.
- [4] C. Menn, «Aesthetics in bridge design,» *Bulletin of the International Association for Shell Structures*, pp. 53-62, 1985.
- [5] C. Menn, *Prestressed Concrete Bridges*, Berlino: P. Gauvreau, 1990.
- [6] C. Menn, *Recollections of Prof. Dr. Pierre Lardy*, Princeton Maillart Archive, 2002.
- [7] B. Thürlimann, in *X Congresso FIP*, Nuova Delhi, 1986.
- [8] J. Schwartz, *Materiale del corso "Tragwerksentwurf IV"*, Zurigo: ETH Zurigo, 2016.
- [9] Risk Management Solutions Inc., «1356 Basel Earthquake: A 650-Year Retrospective,» Londra, 2006.
- [10] J. Lambert, T. Winter, T. J. Dewez e P. Sabourault, «New hypotheses on the maximum damage area of the 1356 Basel earthquake (Switzerland),» *Quaternary Science Reviews*, vol. 24, n. 3, pp. 381-399, 2005.
- [11] D. Fäh, M. Gisler, B. Jaggi, P. Kästli, T. Lutz, V. Masciadri, C. Matt, D. Mayer-Rosa, D. Rippmann, G. Schwarz-Zanetti, J. Tauber e T. Wenk, «The 1356 Basel earthquake: an interdisciplinary revision,» *Geophysical Journal International*, vol. 178, n. 1, pp. 351-374, 2009.
- [12] M. Gisler, D. Fäh e D. Giardini, *Nachbeben: Eine Geschichte der Erdbeben in der Schweiz*, Zurigo: vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 2008.
- [13] M. Weidmann, *Erdbeben in der Schweiz*, Chur: Desertina, 2002.
- [14] G. Schwarz-Zanetti, N. Deichmann e D. Fäh, «The earthquake in Churwalden (CH) of September 3, 1295,» *Eclogae Geologicae Helvetiae*, vol. 97, n. 2, pp. 255-264, 2004.
- [15] G. Schwarz-Zanetti, N. Deichmann, D. Fäh, D. Giardini, M.-J. Jimenez, V. Masciadri, R. Schibler e M. Schnellmann, «The earthquake in Unterwalden on

- September 18, 1601: A historico-critical macroseismic evaluation,» *Eclogae geologicae Helvetiae*, vol. 96, n. 3, pp. 441-450, 2003.
- [16] E. Mottaz, «La destruction de Corbeyrier et d'Yvorne en 1584,» *Revue Historique Vaudoise*, n. 37, pp. 249-253, 1929.
- [17] D. Giardini, S. Wiemer, D. Fäh e N. Deichmann, «Seismic Hazard Assessment of Switzerland, 2004,» Swiss Seismological Service ETH Zurich, Zurigo, 2004.
- [18] J. Singer, T. Diehl, S. Husen, E. Kissling e T. Duretz, «Alpine lithosphere slab rollback causing lower crustal seismicity in northern foreland,» *Earth and Planetary Science Letters*, n. 397, pp. 42-56, 2014.
- [19] D. Fäh, D. Giardini, P. Kästli, N. Deichmann, M. Gisler, G. Schwarz-Zanetti, S. Alvarez-Rubio, S. Sellami, B. Edwards, B. Allmann, F. Bethmann, J. Wössner, G. Gassner-Stamm, S. Fritsche e D. Eberhard, «ECOS-09 Earthquake Catalogue of Switzerland Release 2011. Report and Database.,» Swiss Seismological Service ETH Zurich, Zurigo, 2011.
- [20] Servizio Sismico Svizzero, «Terremoti - un pericolo che va considerato seriamente in Svizzera. Comunicato stampa,» ETH Zurigo, Zurigo, 2015.
- [21] Servizio Sismico Svizzero, *Modello di pericolosità sismica 2015 per la Svizzera. Foglio informativo.*, Zurigo: ETH Zurigo, 2015.
- [22] Office fédéral de la protection de la population, «KATANOS, Catastrophes et situations d'urgence en Suisse: une analyse comparée,» Berna, 1995.
- [23] Office fédéral de la protection de la population, «KATARISK, Catastrophes et situations d'urgence en Suisse: Une appréciation des risques du point de vue de la population,» Berna, 2003.
- [24] Office fédéral de la protection de la population, «Exercice international SEISMO 12: les états-majors de conduite mis à rude épreuve,» [Online]. <http://www.bevoelkerungsschutz.admin.ch/internet/bs/fr/home/dokumente/news/detail.44499.nsb.html>. [Consultato il giorno 29 Maggio 2016].
- [25] A. Frey, «Conséquences économiques d'un grave séisme en Suisse,» in *Seminario SEISMO 12*, Basilea, 2012.
- [26] Office fédéral de la protection de la population, «Catastrophes et situations d'urgence en Suisse: Rapport sur les risques 2012,» Berna, 2013.
- [27] Office fédéral de la protection de la population, «Catastrophes et situations d'urgence en Suisse: Rapport sur les risques 2015,» Berna, 2015.
- [28] Office fédéral de la protection de la population, «Catastrophes et situations d'urgence en Suisse 2015,» Berna, 2015.
- [29] Motor Columbus Ingenieurunternehmung - Kraftwerk Union, «Dynamische Analyse des Reaktorgebäudes im KKG,» 1974.
- [30] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 160:1970 - Norma concernente i carichi, la messa in servizio e la sorveglianza delle costruzioni*, Zurigo, 1970.
- [31] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 162:1968 - Norma per il calcolo, la costruzione e l'esecuzione delle opere in calcestruzzo, cemento armato e cemento armato precompresso*, Zurigo, 1968.
- [32] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *Praktische Massnahmen*

- zum Schutze der Bauwerke gegen Erbebeneinwirkung*, Zurigo, 1975.
- [33] H. Bachmann, Wenn Bauwerke schwingen: Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen in der Schweiz - Geschichte und Geschichten, Zurigo: vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 2015.
- [34] Servizio Sismico Svizzero, «Erdbebenrisikokarten der Schweiz,» Basler & Hofmann AG, Zurigo, 1977.
- [35] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, «Erdbebengerechtes Bauen. Abstract del Seminario del 29 e 30 settembre 1978 al Politecnico ETH di Zurigo,» in *SIA Dokumentation 31*, Zurigo, 1978.
- [36] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 160:1989 - Azioni sulle strutture portanti*, Zurigo, 1989.
- [37] Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale, «Dokumentation SIA D 0150 - Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz,» Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, Zurigo, 1998.
- [38] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 261:2003 - Azioni sulle strutture portanti*, Zurigo, 2003.
- [39] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 261:2014 - Actions sur les structures porteuses*, Zurigo, 2014.
- [40] Comité Européen de Normalisation (CEN), *EN 1998-1:2004 "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings"*, Bruxelles, 2004.
- [41] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 260:2013 - Basi per la progettazione di strutture portanti*, Zurigo, 2013.
- [42] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 262:2013 - Costruzioni di calcestruzzo*, Zurigo, 2013.
- [43] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 263:2013 - Construction en acier*, Zurigo, 2013.
- [44] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 264:2014 - Construction mixte acier-béton*, Zurigo, 2014.
- [45] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 265:2012 - Construction en bois*, Zurigo, 2012.
- [46] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 266:2003 - Costruzioni di muratura*, Zurigo, 2003.
- [47] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 267:2013 - Géotechnique*, Zurigo, 2013.
- [48] Federal Office for the Environment, «Seismic retrofitting of structure - Strategies and collection of example in Switzerland,» Berna, 2008.
- [49] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, *SIA 2018 - Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants*, Zurigo, 2004.
- [50] T. Vogel, «Introduction, principes et recommandations d'intervention,» in *Documentation SIA D 0211 - Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants. Introduction au cahier technique SIA 2018*, Zurigo, Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, 2005, pp. 1-8.

- [51] Fondazione per Dinamica Strutturale e Ingegneria Sismica, «Premio d'architettura e ingegneria parasismica 2012. Nuovo edificio scolastico di Grono GR. Comunicato per i media.,» Zurigo, 2012.
- [52] A. Pedrazzini, «Ersatzneubau in San Nazzaro, Gambarogno,» *TEC 21*, p. 32, 18 Dicembre 2015.
- [53] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, 20.05 - 29.05.2016. *Le realizzazioni dei professionisti SIA aperte al pubblico. Opuscolo informativo*, Zurigo, 2016.
- [54] Fédération Internationale du Bèton - sezione CH (fib-CH), «Betonbau in der Schweiz. Construction en béton en Suisse. Structural Concrete in Switzerland.,» in *fib-CH Betontag/Journée du béton 2014. IV fib-Congress*, Mumbai, India, 2014.
- [55] J. B. Mander, M. J. N. Priestley e R. Park, «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 3, n. 114, pp. 1804-1826, 1984.
- [56] T. Paulay e M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [57] T. Takeda, M. A. Sozen e N. N. Nielsen, «Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes,» *Journal of Structural Engineering Division*, vol. 96, n. 12, pp. 2257-2273, 1970.
- [58] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Decreto 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni*, Roma, 2008.
- [59] D. Darwin e D. A. W. Pecknold, *Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete*, Urbana: University of Illinois, 1974.
- [60] F. J. Vecchio e M. P. Collins, «The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear,» *ACI Journal*, pp. 219-231, Marzo-Aprile 1986.
- [61] A. Flury, *Dialog der Konstrukteure*, Sulgen: Niggli Verlag, 2010.
- [62] A. Flury, *Cooperation: The Engineer and the Architect*, Basilea: Birkhäuser, 2011.
- [63] R. Maillart, «L'ingenieurs et les autorités,» *Vie, art et cité*, n. 1, 1940.
- [64] R. Maillart, «Masse oder Qualität im Betonbau?,» *Schweizerische Bauzeitung*, n. 12, pp. 97-98, 1931.
- [65] F. Dischinger, «Eisenbetonschalendacher Zeiss-Dywidag zur Ueberdachung Weitgespannter Raume,» in *First International Congress for Concrete and Reinforced Concrete*, Liegi, 1930.
- [66] U. Finsterwalder, «Die Querversteiften Zylindrischen Schalengewölbe mit Kreissegmentförmigem Querschnitt,» *Ingenieur-Archiv*, pp. 43-65, 1933.
- [67] H. Isler, «New shapes for shells-Twenty years later,» in *Isler as structural artist*, Princeton, Princeton University Art Museum, 1980, p. 30.
- [68] A. Muttoni, J. Schwartz e B. Thürlimann, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Basilea: Birkhäuser, 1997.
- [69] M. Carlana e L. Mezzalana, Jürg Conzett, Gianfranco Bronzini, Patrick Gartmann. *Forme di strutture.*, Milano: Electa, 2011.

- [70] M. Mostafavi, *Structure as Space: Engineering and Architecture in the Works of Jürg Conzett*, Londra: AA Publication, 2006.
- [71] J. Conzett e M. A. Chiorino, *Architettura nelle opere di ingegneria*, Torino: Allemandi, 2007.
- [72] A. Flury, Schnetzer Puskas Engineers. *Design Structure Experience*, Zurigo: gta, 2013.
- [73] A. Muttoni, *L'arte delle strutture*, Mendrisio: Mendrisio Academic Press, 2012.
- [74] Fédération Internationale du Bèton (fib), *Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst & Sohn, 2013.
- [75] Comité Européen de Normalisation (CEN), *EN 1992-1-1:2004 "Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings"*, Bruxelles, 2004.
- [76] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, E. Bentz, S. Foster e V. Sigrist, «Background to fib Model Code 2010 shear provisions – part II: punching shear,» *Structural concrete*, vol. 14, n. 3, pp. 204-214, 2013.
- [77] A. Muttoni e M. Fernández Ruiz, «The levels-of-approximation approach in MC 2010: application to punching,» *Structural Concrete*, vol. 13, n. 1, pp. 32-41, 2012.
- [78] Servizio Sismico Svizzero, «Catagolo dei terremoti ECOS-09,» 15 Marzo 2011. [Online]. <http://hitseddb.ethz.ch:8080/ecos09/index.html>. [Consultato il giorno 22 Maggio 2016].
- [79] European Facility for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR), «SUIhaz15 - the Seismic Hazard Model for Switzerland 2015,» Jetspeed, [Online]. <http://www.efehr.org:8080/jetspeed/portal/nationalhazards.psml>. [Consultato il giorno 27 Maggio 2016].
- [80] P. Lestuzzi e K. Lang, «Constructions en maçonnerie,» in *Documentation SIA D 0211 - Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants. Introduction au cahier technique SIA 2018*, Zurigo, Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, 2005, pp. 37-44.
- [81] Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, «Dokumentation SIA D 0231 - Erdbeben und Mauerwerk. 11. D-A-CH-Tagung 2009,» Zurigo, 2009.
- [82] A. Ghersi e P. Lenza, *Edifici antisismici in cemento armato*, Palermo: Dario Flaccovio Editore, 2009.
- [83] F. Leonhardt e E. Mönning, C.a. & C.a.p. - Volume III: *L'armatura nelle costruzioni in cemento armato*, Milano: Edizioni Tecniche ET, 1977.
- [84] Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale, «Dokumentation SIA D 0171 - Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbermessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden,» Società Svizzera degli Ingegneri e degli Architetti, Zurigo, 2002.
- [85] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Circolare 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*, Roma, 2009.
- [86] P. Gelfi, «SIMQKE\_GR.exe (versione 2.7),» Università degli Studi di Brescia, 9 Luglio 2012. [Online]. [http://gelfi.unibs.it/software/simqke/simqke\\_gr.htm](http://gelfi.unibs.it/software/simqke/simqke_gr.htm).

- [Consultato il giorno 4 Dicembre 2016].
- [87] Comité Européen de Normalisation (CEN), *EN 1990:2002 "Eurocode: Basis of structural design"*, Bruxelles, 2002.
- [88] Comité Européen de Normalisation (CEN), *EN 1991-1-1:2002 "Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings"*, Bruxelles, 2002.
- [89] HALFEN Swiss SA, *Armatures de reprise HALFEN - Guide technique*, Le Mont-sur-Lausanne, 2014.
- [90] G. A. Rombach, *Finite-element Design of Concrete Structures*, Londra: ICE Publishing, 2011.

## **Allegati**

---





---

## **ALLEGATO A: Piani armatura Casa a San Nazzaro**

Nelle pagine seguenti è riportata una selezione dei piani armatura ritenuti maggiormente significativi della casa oggetto di analisi. I piani sono proprietà dello studio d'ingegneria Pèrez Bauingenieure di Bonaduz (GR) e non possono essere copiati, pubblicati o riprodotti in alcun modo senza il relativo consenso.



NEUBAU HAUS  
 CH-6575 SAN NAZZARO

FUNDATIONEN HAUS

GEZEICHNET	MaD
KONTROLLIERT	PP
FORMAT	60 x 84
DATUM	14.02.11
REVIDIERT	
PLAN NR.	

BEWEHRUNG **0926.02**

±0.00 = OK fertig Boden EG = 198.83 m ü. M.

Legende

- Magerbeton C12/15, X0, Dmax32, Cl 1.0, C2, überall min. 5cm
- 10cm Zementmörtelvorlage, CEM I 400kg/m3
- Beton C25/30, XC3, Dmax32, Cl 0.1, C2
- Beton C30/37, XC4, XF1, XD2, Dmax32, Cl 0.1, C2
- Beton im oberen Geschoss
- Sichtbetonflächen, Schalungsstruktur nach Angabe Bauleitung/Architekt
- Sika - Combiflexband oder gleichwertiges Produkt

Stahlqualität: S 500  
 Stahlüberdeckung: Schacht 3cm / Fundation und Stützen 4cm

Bemerkungen

- Die Bewehrung ist vor dem Betonieren vom Ingenieur prüfen zu lassen.
- Anschlusseisen ohne Endhaken sind mit einem Brett abzudecken. (Unfallgefahr)

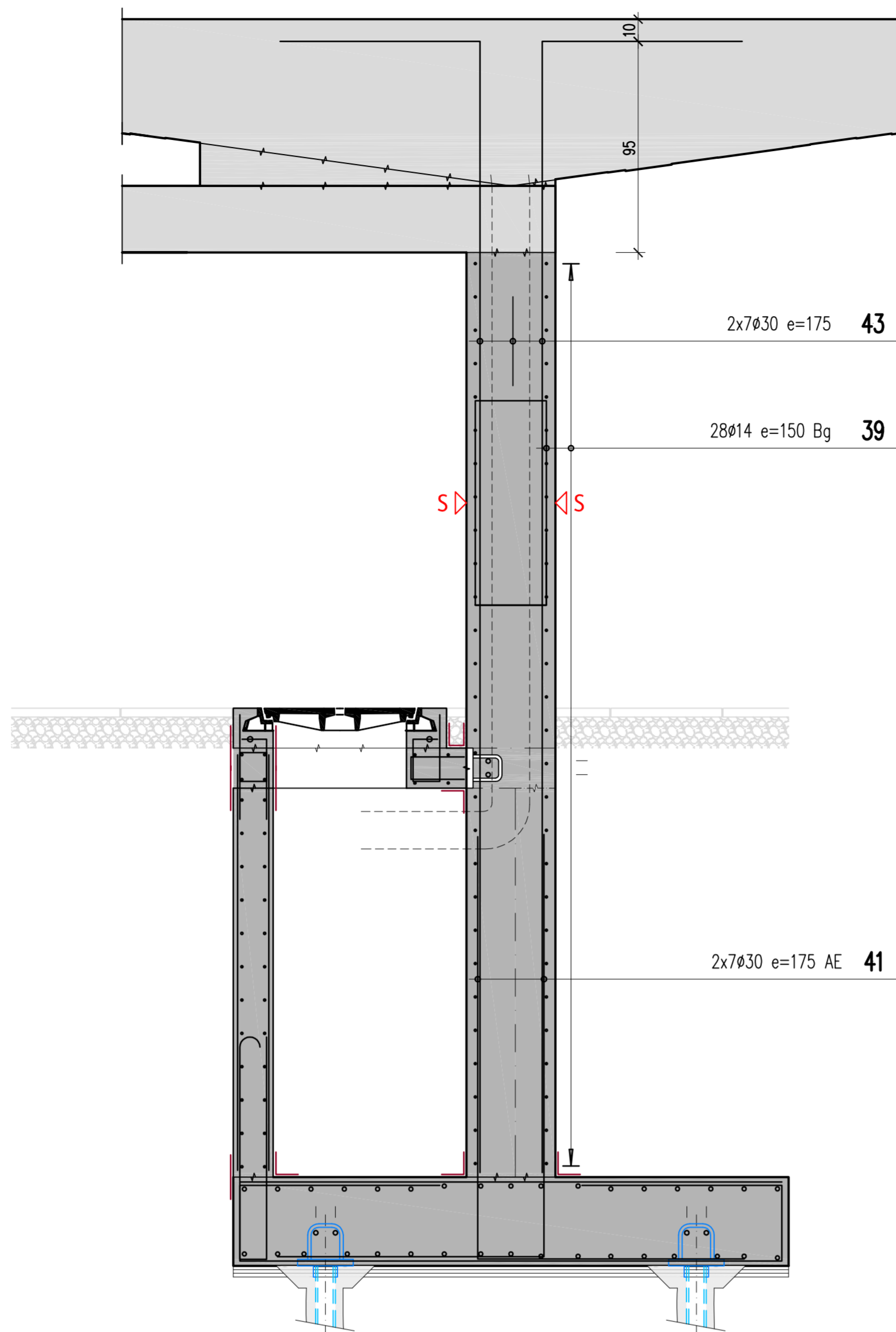
Zugehörige Pläne / Listen

0926.02/1 Stahlliste dazu  
 0926.01 Foundationen Haus (Schalung)

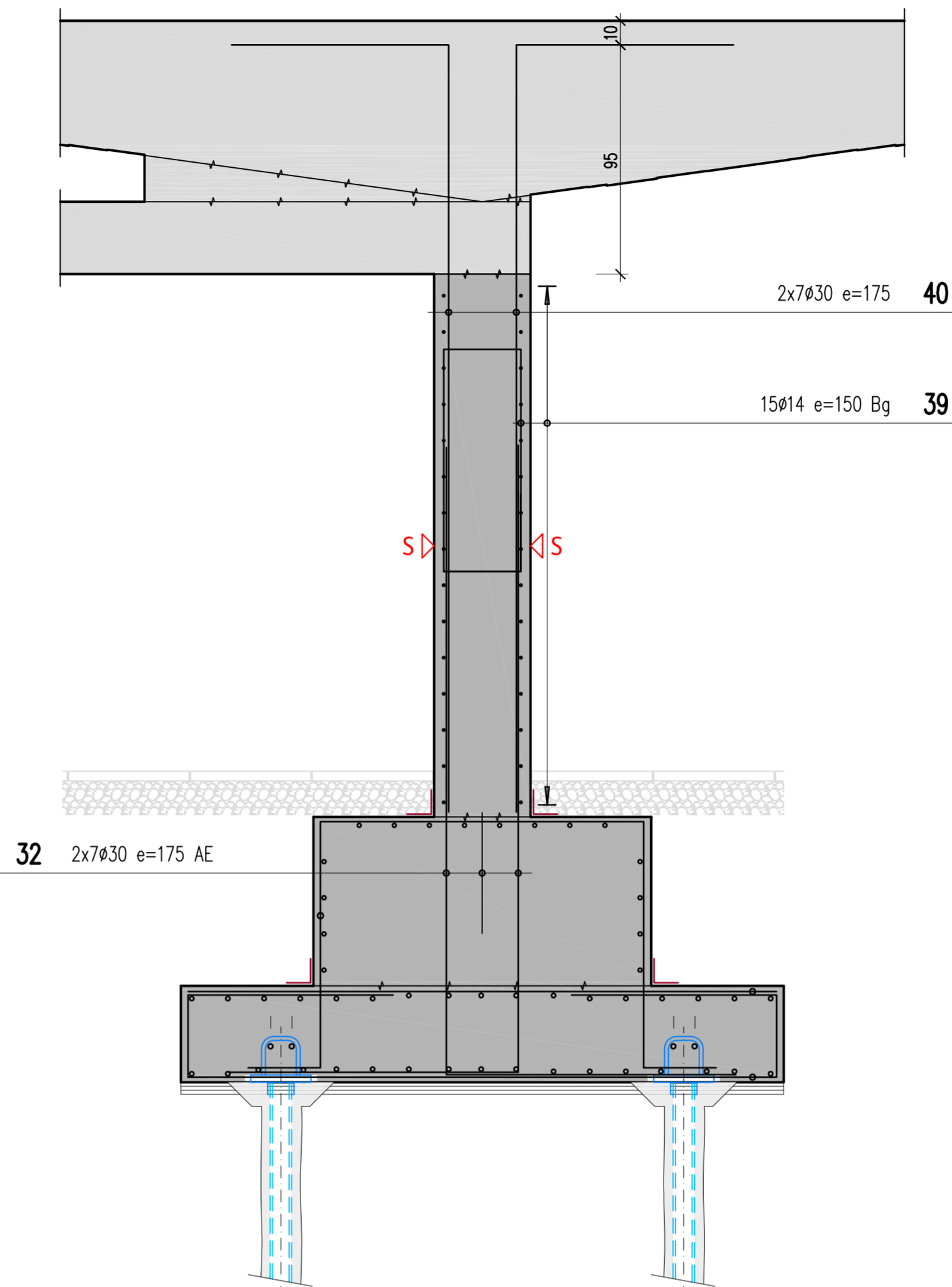
Bewehrungsabnahme

Datum/Zeit	Bemerkungen	Erledigt durch

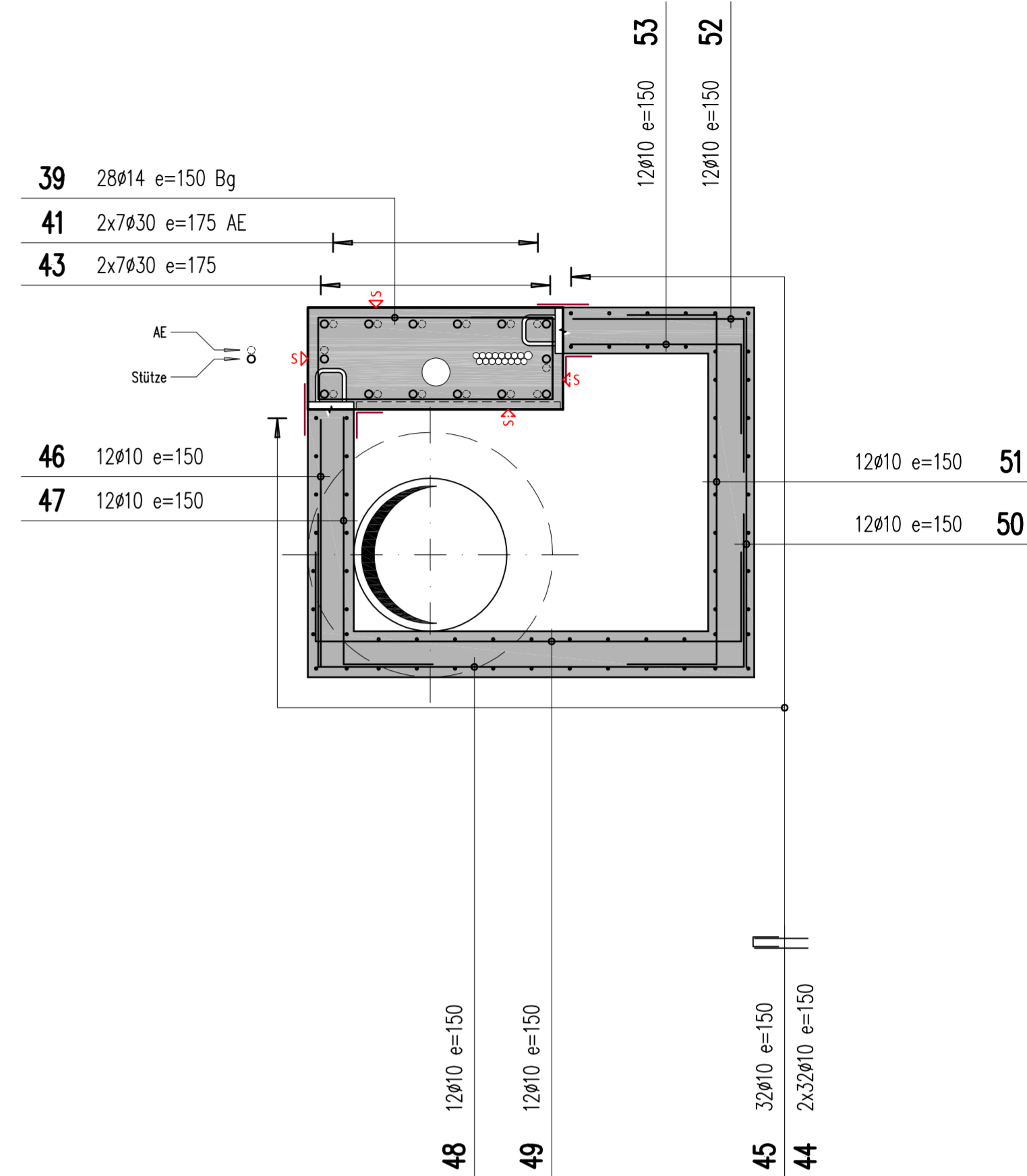
Schnitt A-A 1:20



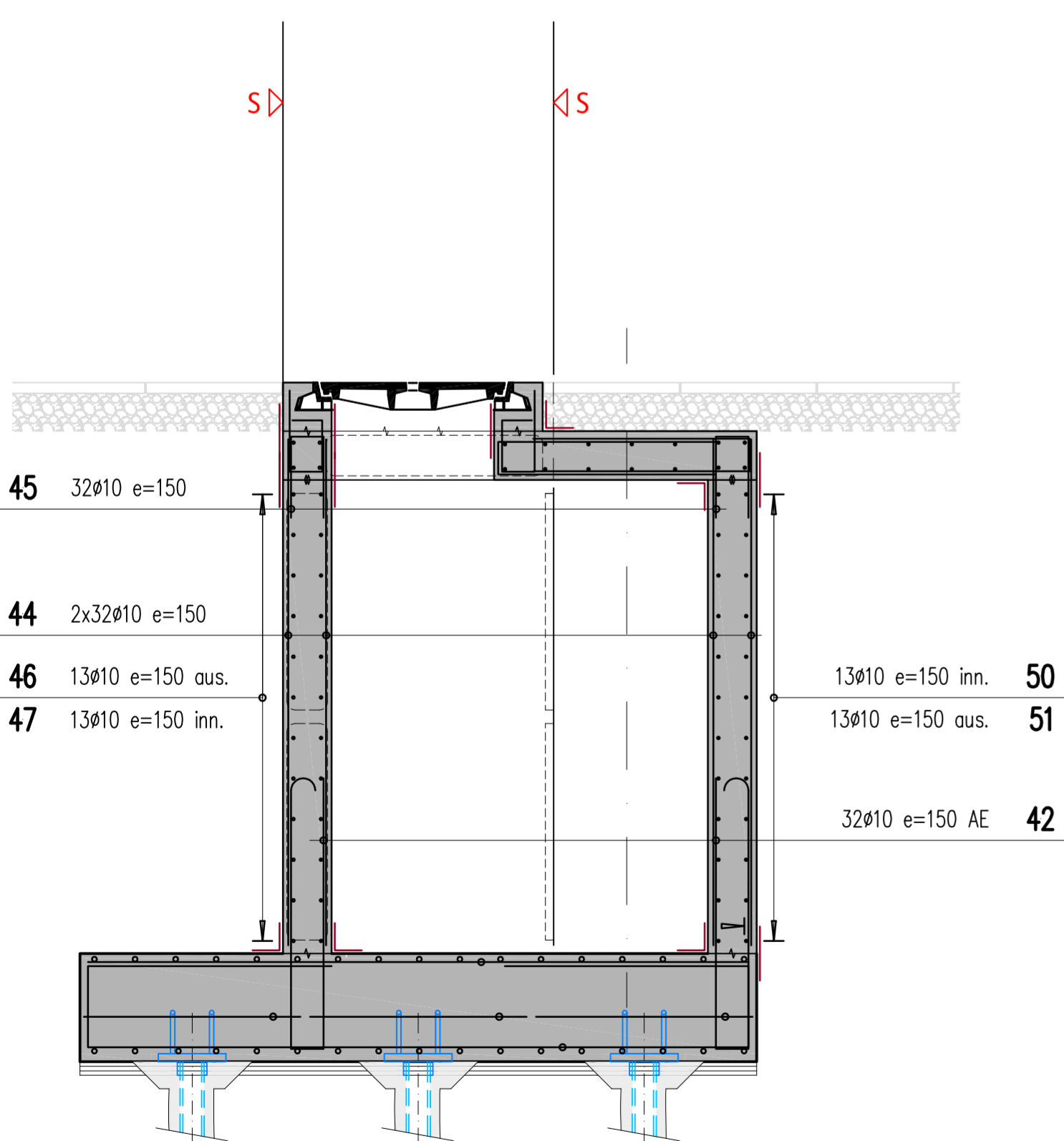
Schnitt B-B 1:20



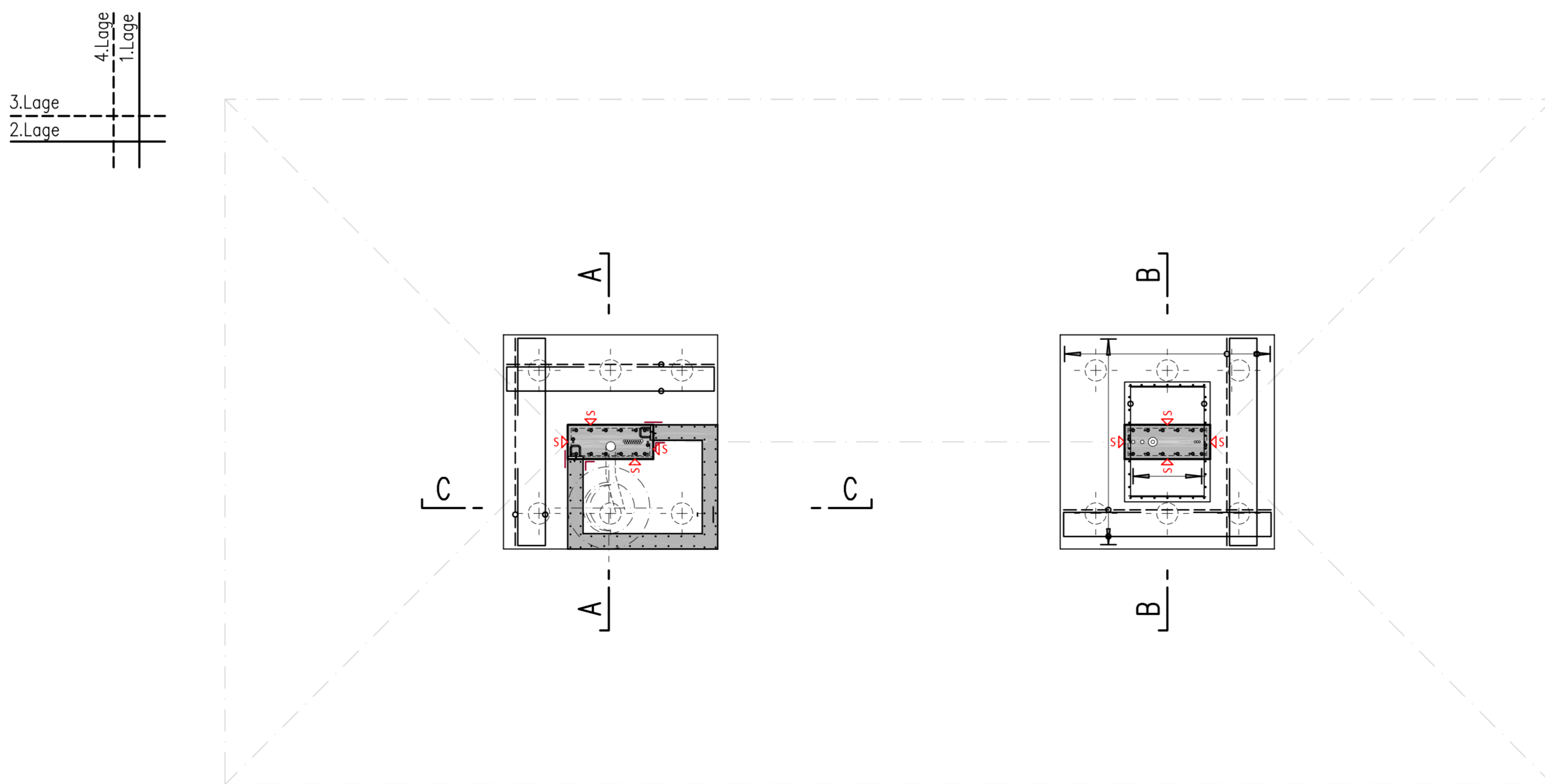
Grundriss Schacht 1:20  
 Bewehrung Wände



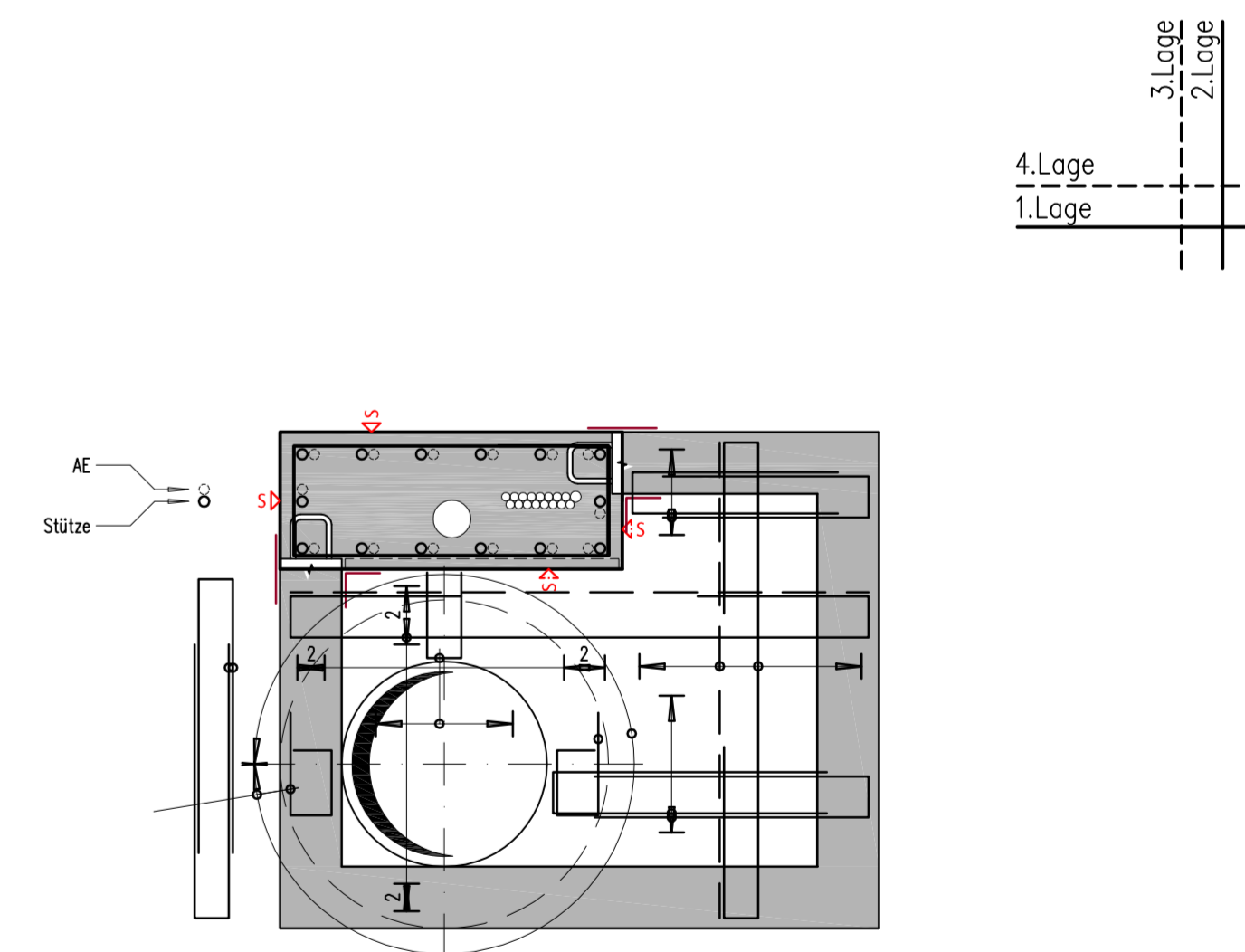
Schnitt C-C 1:20



Grundriss Fundation 1:50



Grundriss Schacht 1:20  
 Bewehrung Decke





NEUBAU HAUS  
 CH-6575 SAN NAZZARO

**BODENPLATTE HAUS**

GEZEICHNET	MaD
KONTROLLIERT	PP
FORMAT	60 x 84
DATUM	31.03.11
REVIDIERT	
PLAN NR.	<b>0926.04</b>

**BEWEHRUNG**

±0.00 = OK fertig Boden EG = 198.83 m ü. M.

**Legende**

- Magerbeton C12/15, X0, Dmax32, Cl 1.0, C2, überall min. 5cm
- 10cm Zementmörtelvorlage, CEM I 400kg/m<sup>3</sup>
- Beton C25/30, XC3, Dmax32, Cl 0.1, C2
- Beton C30/37, XC4, XF1, XD2, Dmax32, Cl 0.1, C2
- Beton im oberen Geschoss
- Beton zwischen Bodenplatte und Unterzug
- Sichtbetonflächen, Schalungsstruktur nach Angabe Bauleitung/Architekt

Stahlqualität: S 500; Stahlüberdeckung: aussen 3cm / innen 2cm

**Bemerkungen**

- Die Bewehrung ist vor dem Betonieren vom Ingenieur prüfen zu lassen.
- Anschlussseisen ohne Endhaken sind mit einem Brett abzudecken. (Unfallgefahr)

**Zugehörige Pläne / Listen**

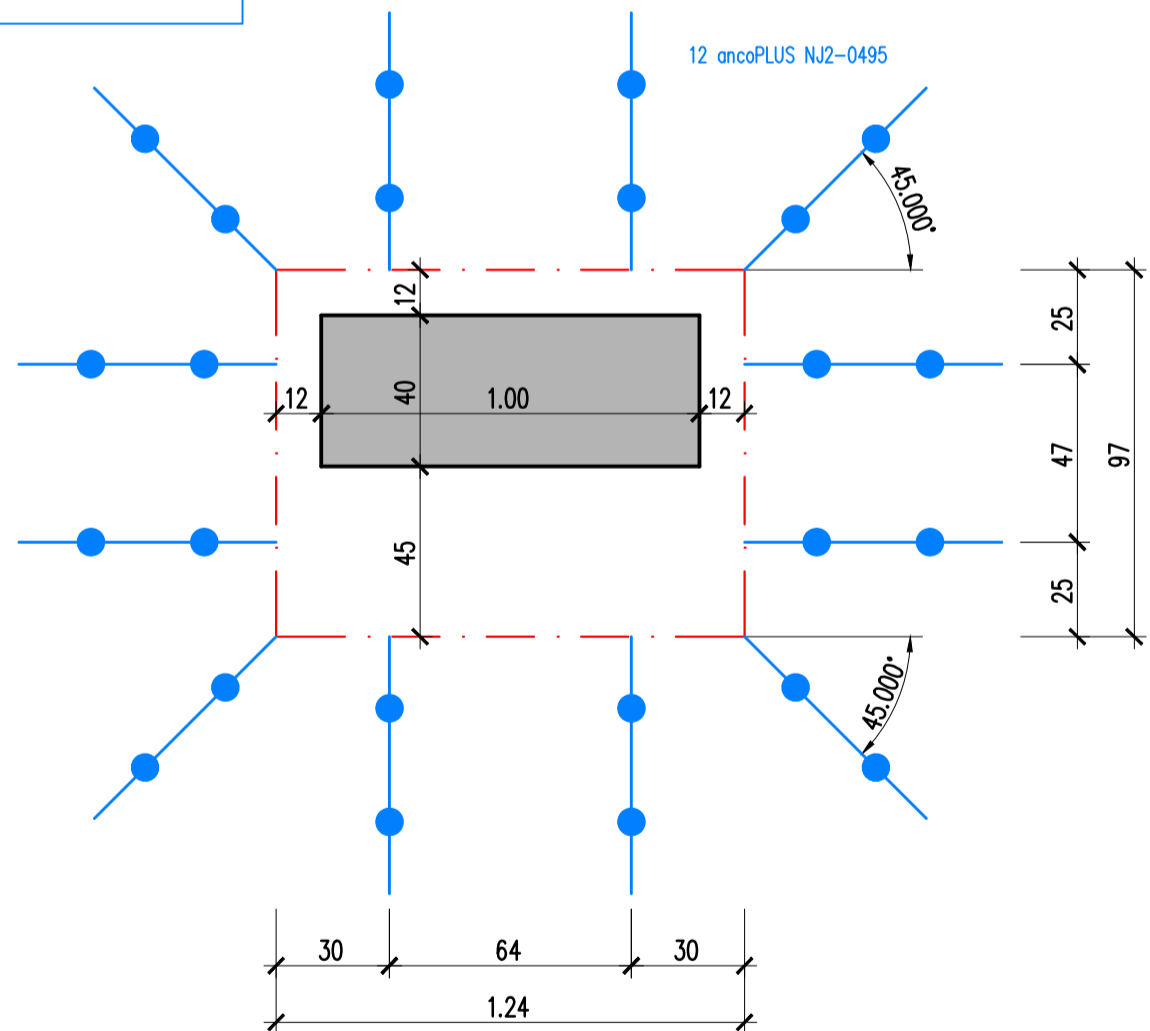
- 0926.04/1 Stahlliste dazu
- 0926.04/2 ancotech-Liste dazu
- 0926.03 Bodenplatte Haus (Schalung)

**Bewehrungsabnahme**

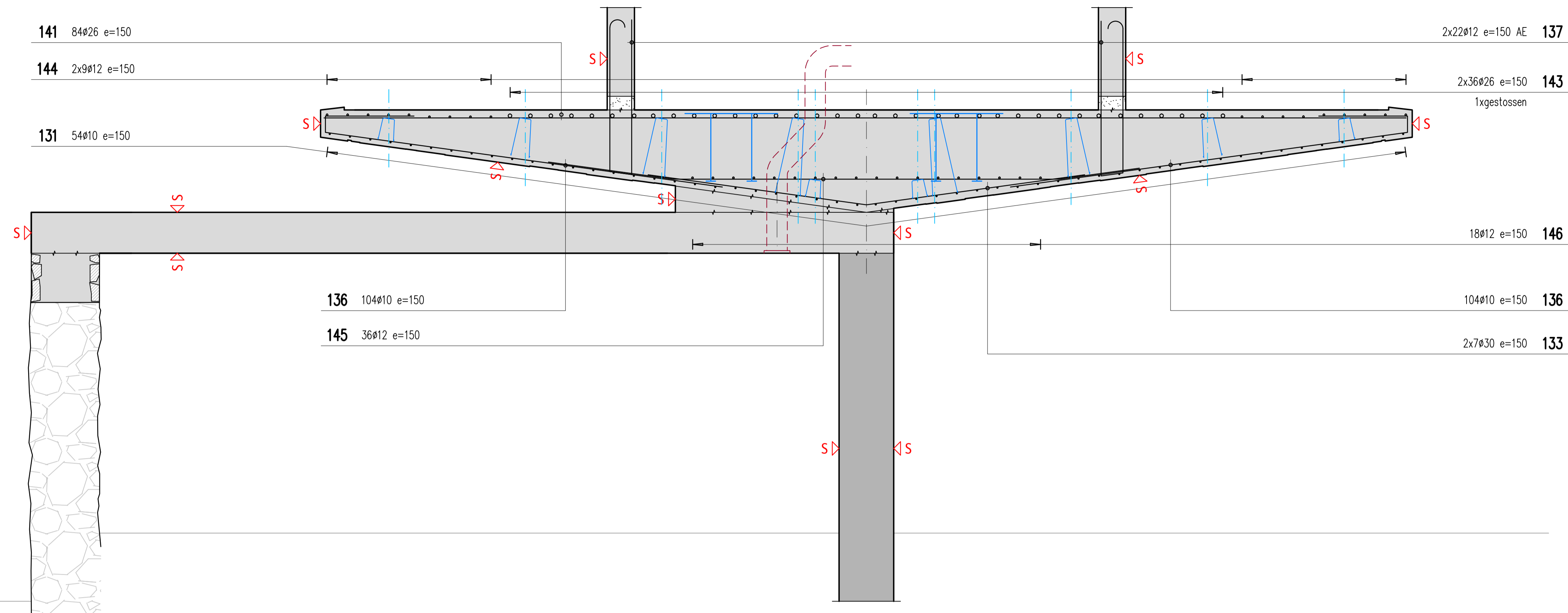
Datum/Zeit	Bemerkungen	Erledigt durch

**2 x 12 NJ2-0495**

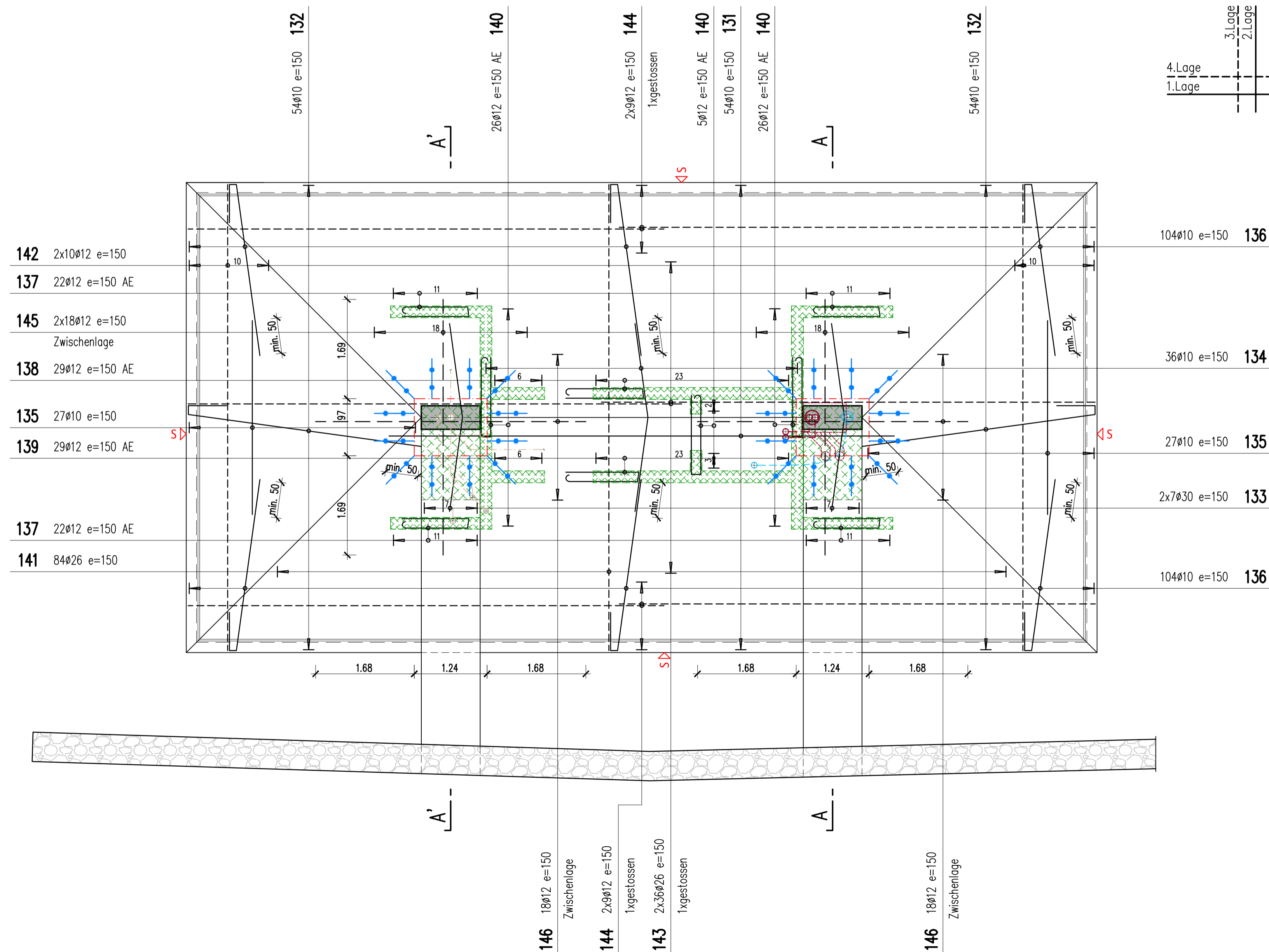
ancotech-Durchstanzbewehrung nach den oberen Bewehrungslagen verlegen.



**Schnitt A-A 1:20**



**Grundriss Bodenplatte 1:50**





NEUBAU HAUS  
 CH-6575 SAN NAZZARO

LIDOMAUER

GEZEICHNET	MaD
KONTROLLIERT	PP
FORMAT	60 x 126
DATUM	15.03.11
REVIDIERT	
PLAN NR.	<b>0926.14</b>

BEWEHRUNG

±0.00 = OK fertig Boden EG = 198.83 m ü. M.

Legende

- Magerbeton C12/15, X0, Dmax32, Cl 1.0, C2, überall min. 5cm
- 10cm Zementmörtelvorlage, CEM I 400kg/m3
- Beton C30/37, XC4, XF1, XD2, Dmax32, Cl 0.1, C2
- Beton C30/37, XF2, Dmax32, Cl 0.1, C2 (frost- und tausalzbeständig)
- Beton C25/30, XC3, Dmax32, Cl 0.1, C2
- Betonverbindung Treppenlauf-Lidomauer
- Sichtbetonflächen, Schalungsstruktur nach Angabe Bauleitung/Architekt
- Fugenband bei erdberührten Betonierfugen, nach Angabe der Bauleitung

Stahlqualität: S 500; Stahlüberdeckung: aussen 3,5cm

Bemerkungen

- Die Bewehrung ist vor dem Betonieren vom Ingenieur prüfen zu lassen.
- Anschlusseisen ohne Endhaken sind mit einem Brett abzudecken. (Unfallgefahr)

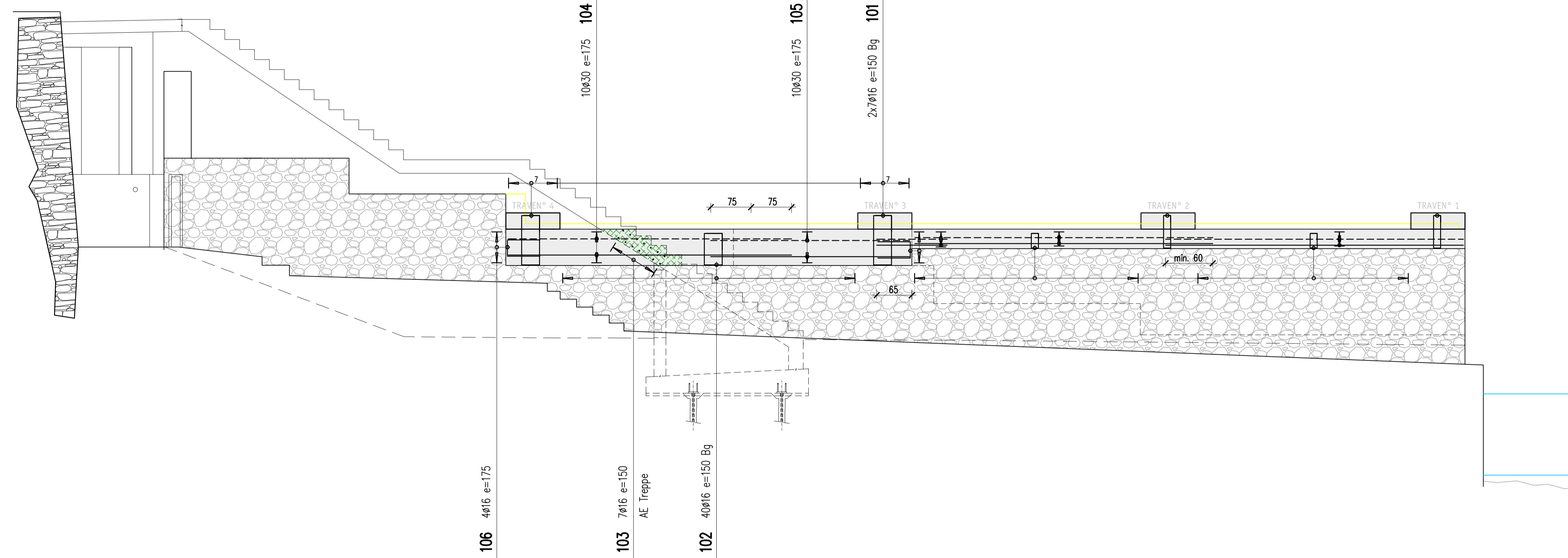
Zugehörige Pläne / Listen

- 0926.14/1 Stahlliste dazu
- 0926.13 Lidomauer (Schalung)

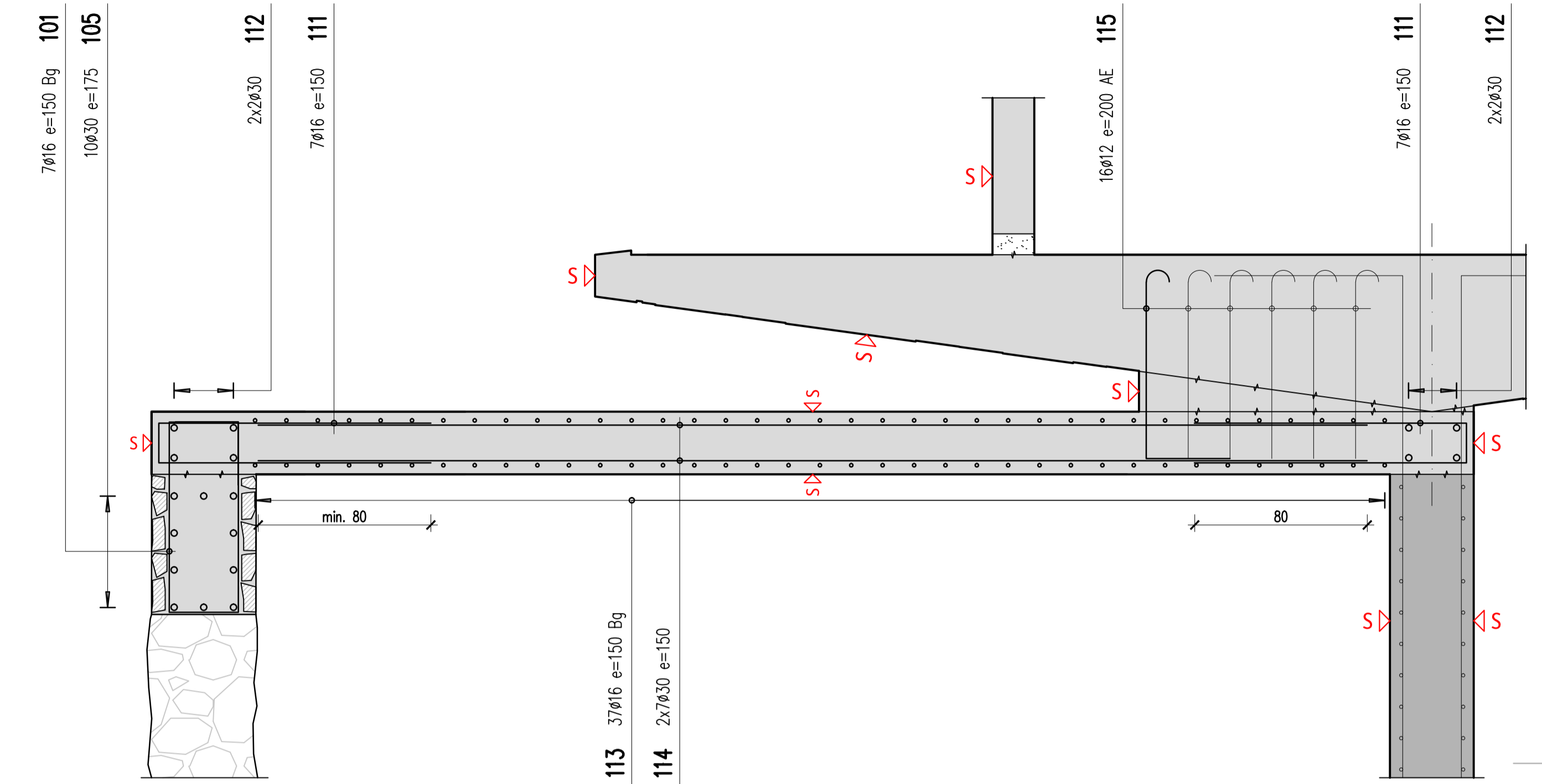
Bewehrungsabnahme

Datum/Zeit	Bemerkungen	Ertledigt durch

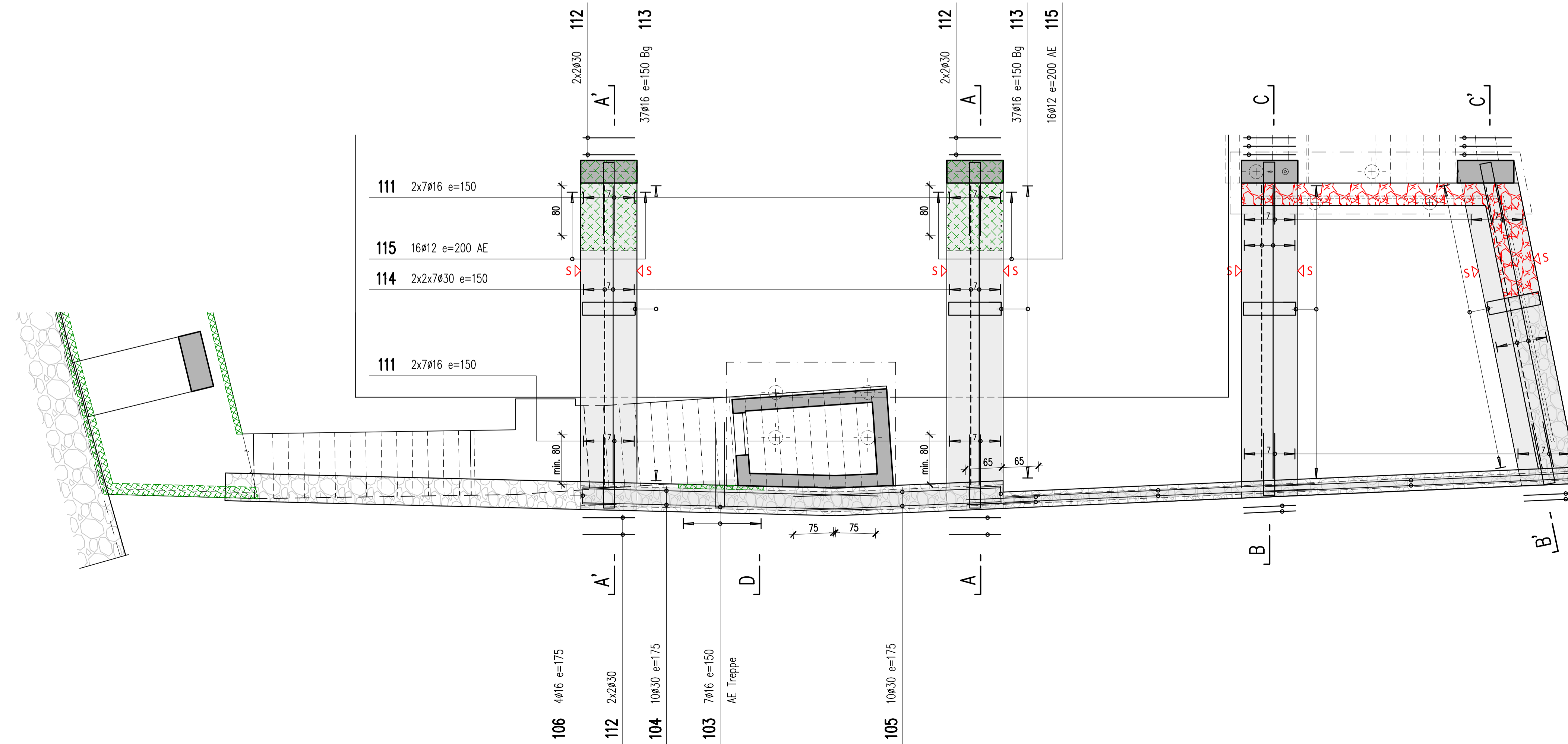
Ansicht Lidoseite 1:50



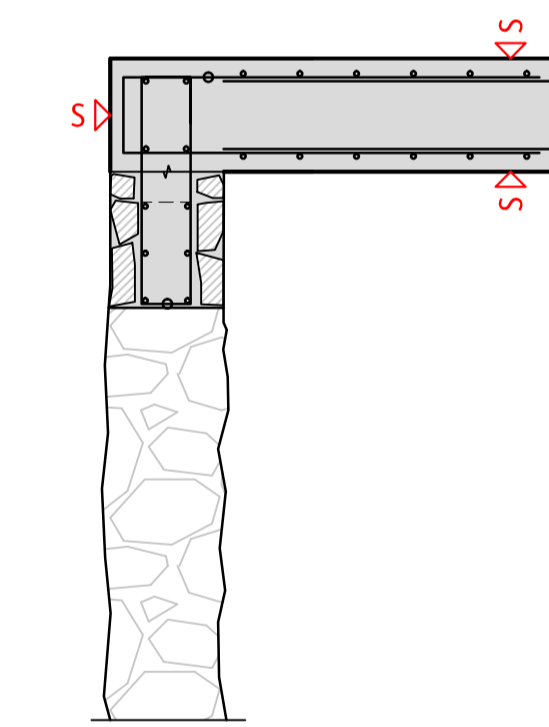
Schnitt A-A 1:20



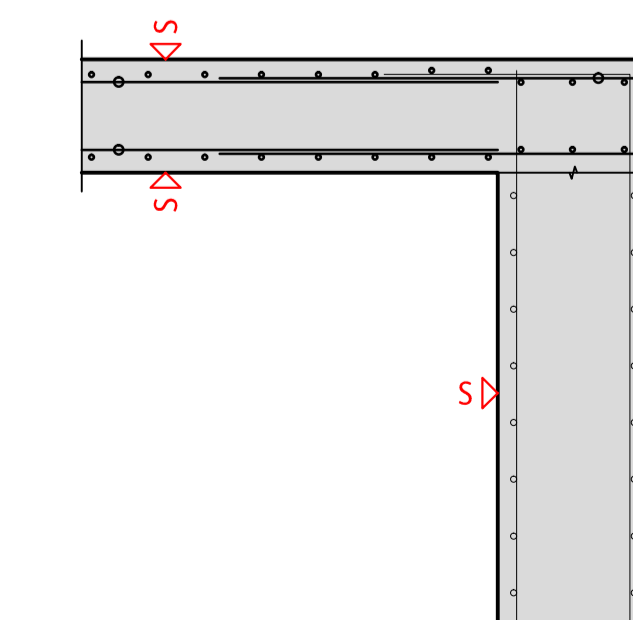
Grundriss Lidomauer 1:50



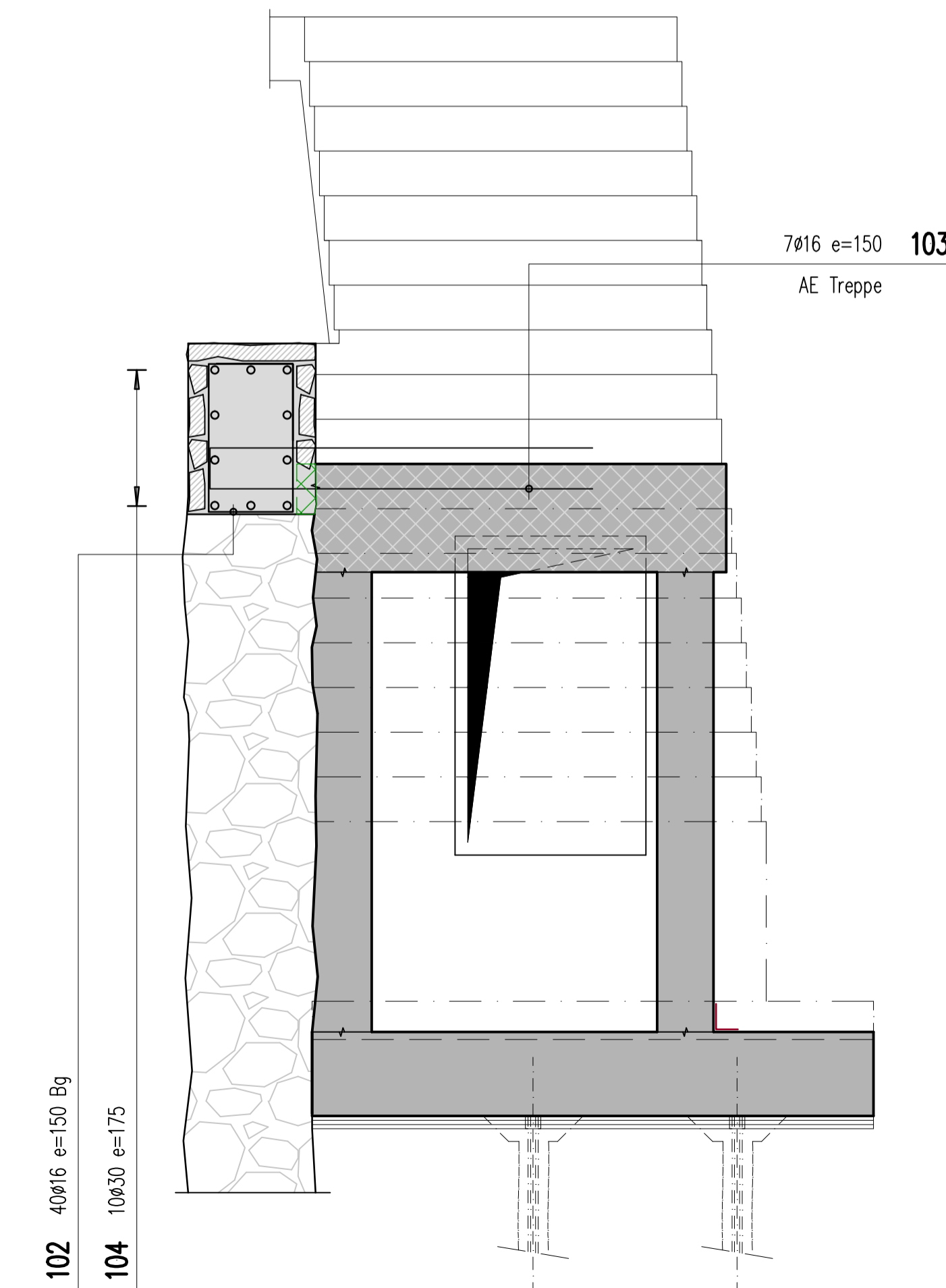
Schnitt B-B 1:20



Schnitt C-C 1:20



Schnitt D-D 1:20







---

## **ALLEGATO B: Piani armatura Case a Collina d'Oro**

Nelle pagine seguenti è riportata una selezione dei piani armatura ritenuti maggiormente significativi della casa oggetto di analisi. I piani sono proprietà dello studio d'ingegneria Ingegneri Pedrazzini Guidotti di Lugano (TI) e non possono essere copiati, pubblicati o riprodotti in alcun modo senza il relativo consenso.



## LUNGHEZZE BARRE

Lato barra	Nr. Barra	Lunghezza mm
D	B1	2140
D	B2	4760
D	B3	2000
S	B1	1640
S	B2	4760
S	B3	2500

\* La lunghezza delle barre B3 considera una estensione supplementare di 195mm per messa in tensione secondo indicazioni ditta Freyssinet (martinetto tipo CF77) e 100mm per tolleranza costruzioni.

Calcestruzzo armato:

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo la norma SN EN 206-1

- Tipo CPN A  
C25/30; XC1, XC2; C3; Cl 0.10; Dmax 32 mm  
parte d'opera: platea + ribassamenti + solette
- Tipo CPN C  
C30/37; XC4, XF1, XD1, XD2; C3; Cl 0.10; Dmax 32 mm  
parte d'opera: elevazioni + soletta sopra PT
- Tipo CPN PIGMENTATO  
C30/37; XC4, XF1; C3; Cl 0.10; Dmax 32 mm  
parte d'opera: elementi pigmentati

Cassero:

- secondo indicazioni architetto



Acciaio:

- Tipo Y1030H-32,0-R
- tipo B 500 B secondo lista: E-1158-005.1

OSSERVAZIONI

- L'impresa è responsabile del controllo delle distanze e delle quote e deve anche visionare i piani dell'architetto.
- Eventuali differenze sono da comunicare immediatamente alla direzione lavori.
- L'impresa si impegna, prima di ogni getto, ad avvertire l'ingegnere per il controllo dei ferri almeno con 48 ore di anticipo.
- Per la posizione e le dimensioni esatte dei fori, passaggi e scanalature si rimanda ai piani degli impiantisti.
- Trattamento superfici secondo indicazioni architetto / DL
- Se non indicato diversamente, la sormonta dei ferri deve essere eseguita 50 x Ø

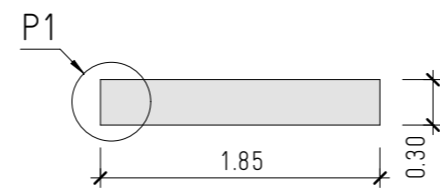
LEGENDA

- Calcestruzzo CPN pigmentato 
- Calcestruzzo CPN A o CPN C 

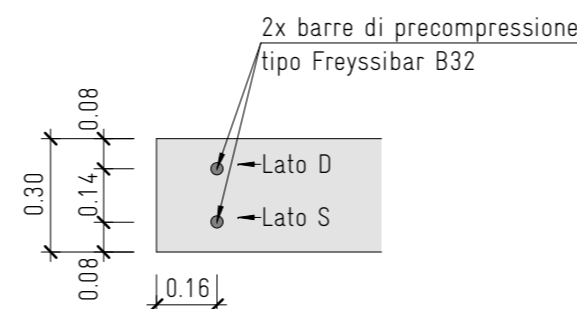
±0.00 = 419.50 m.s.l.m

1158 - Case, mappale 1167 - Comune di Collina d'Oro		1158 - 003a	
Piano precompressione - elevazione da -1 a tetto	Piante, sezioni e particolari	Scala	1:50 / 1:20
		a	17.05.2013 04.06.2013
<ul style="list-style-type: none"> <li>ingegneri pedrazzini guidotti sagl</li> <li>Via Pico 29</li> <li>CH-6900 Lugano</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tel 091 / 971 45 46</li> <li>www.ing-ppg.ch</li> <li>ingegneri@ing-ppg.ch</li> </ul>	Dis.	jb
		Cont.	al

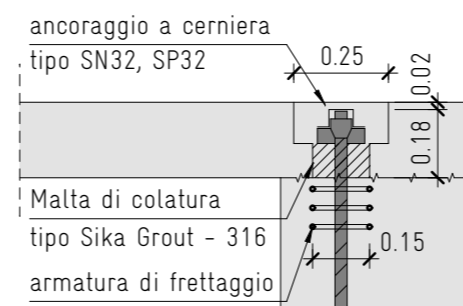
## PIANTA A - A 1:50



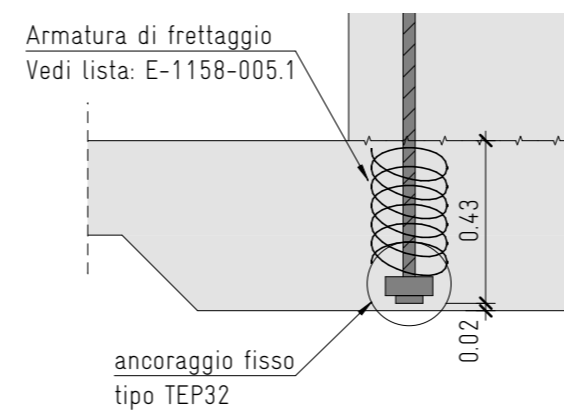
## PARTICOLARE 1 1:20



## PARTICOLARE 2 1:20

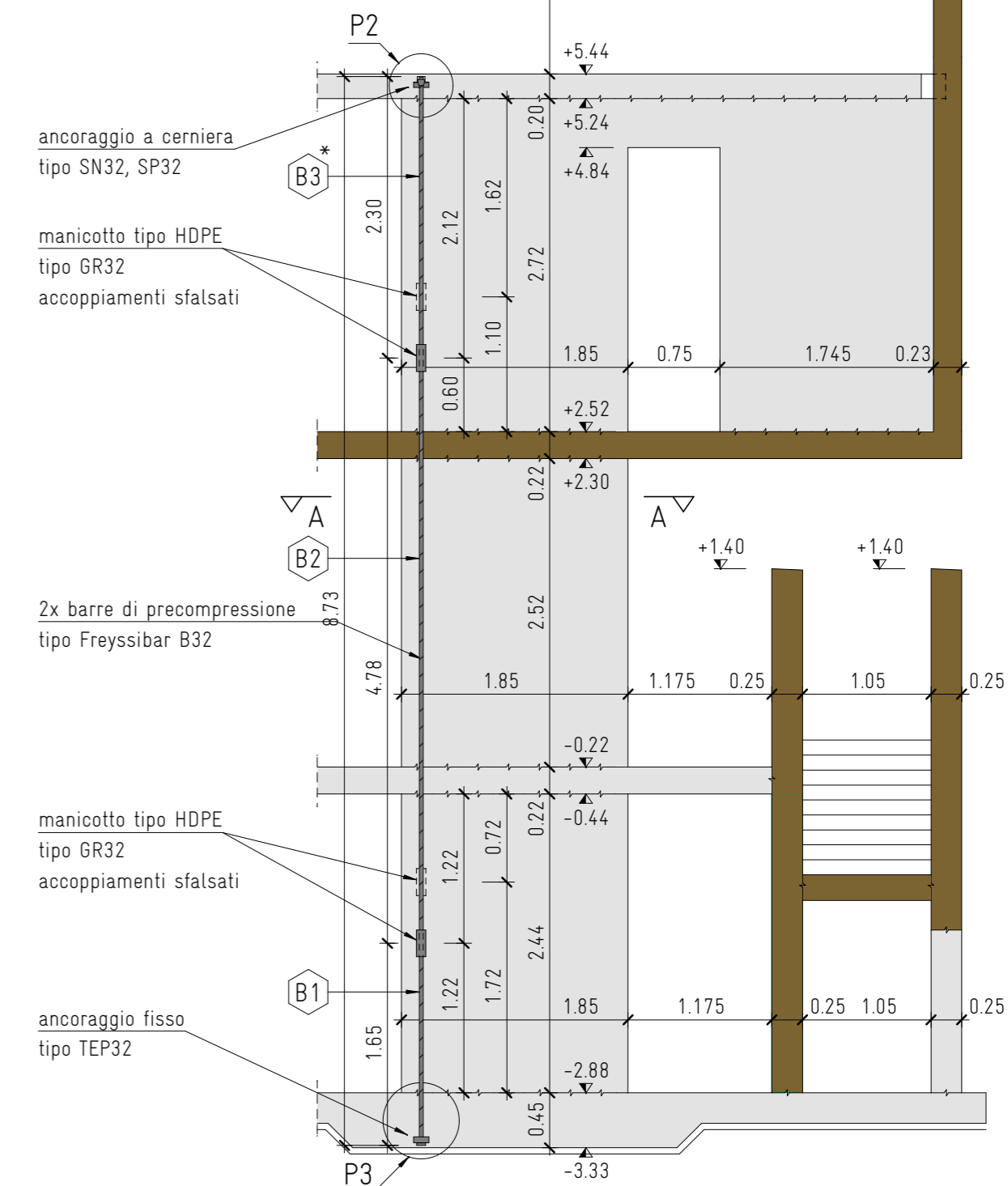


## PARTICOLARE 3 1:20



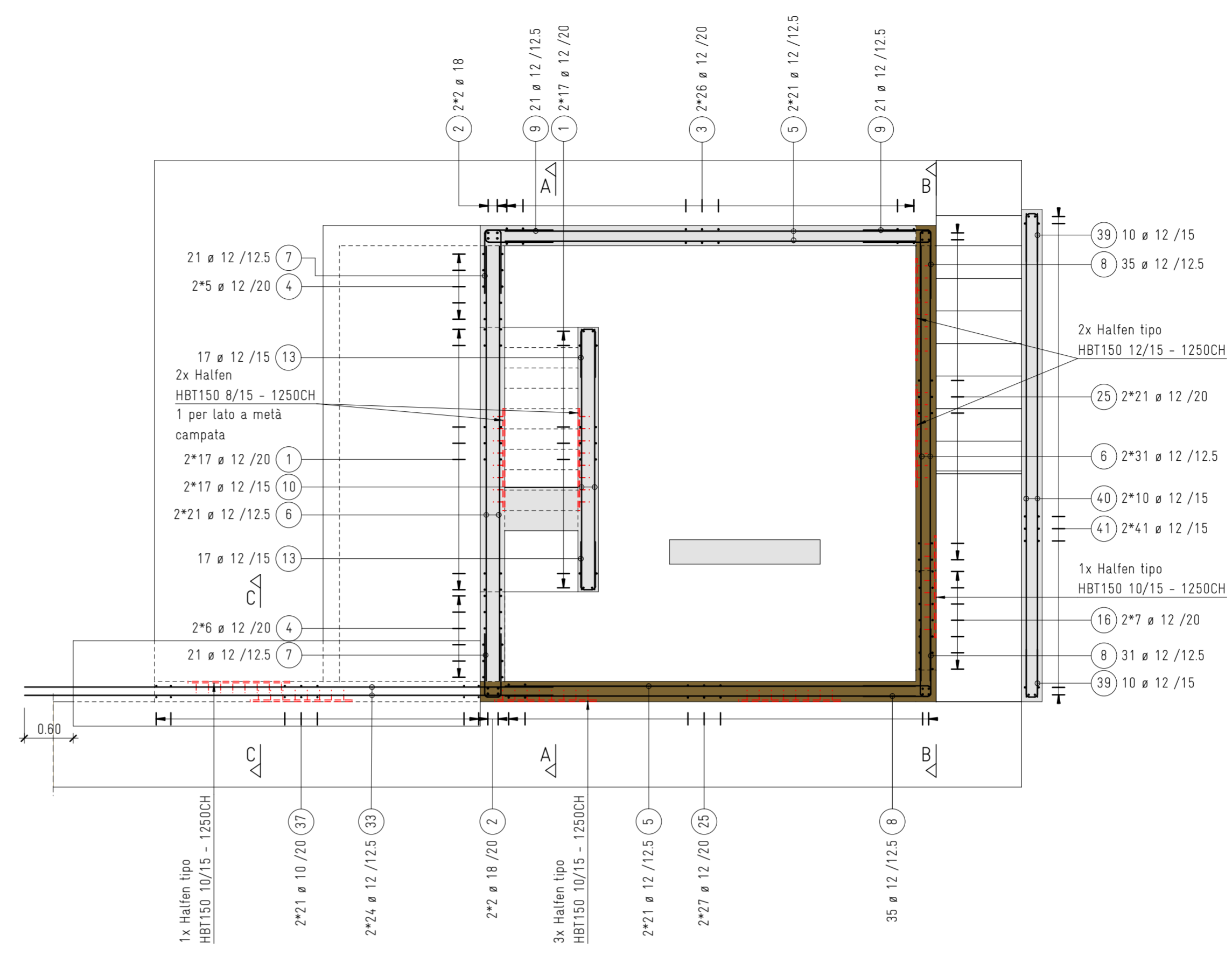
## SEZIONE COMPLETA 1:50

Forza di precompressione:  
100%: 580 KN  
in accordo con ingegnere.





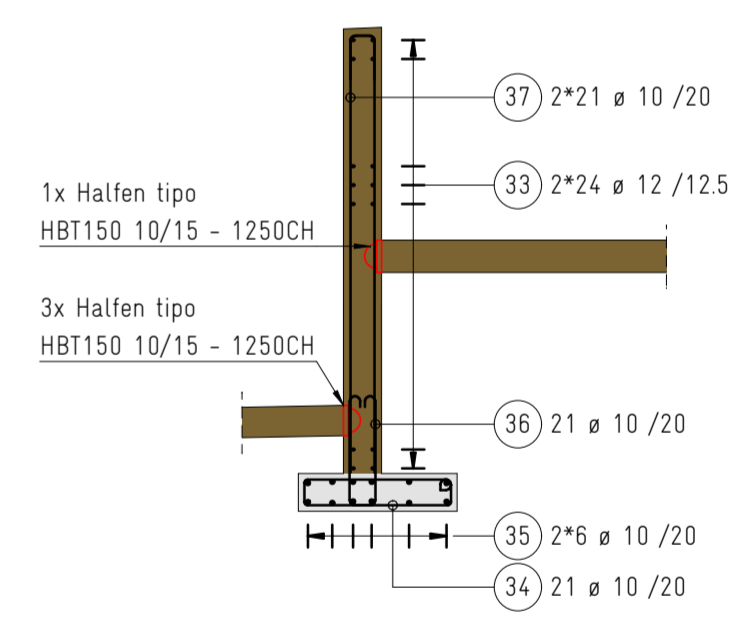
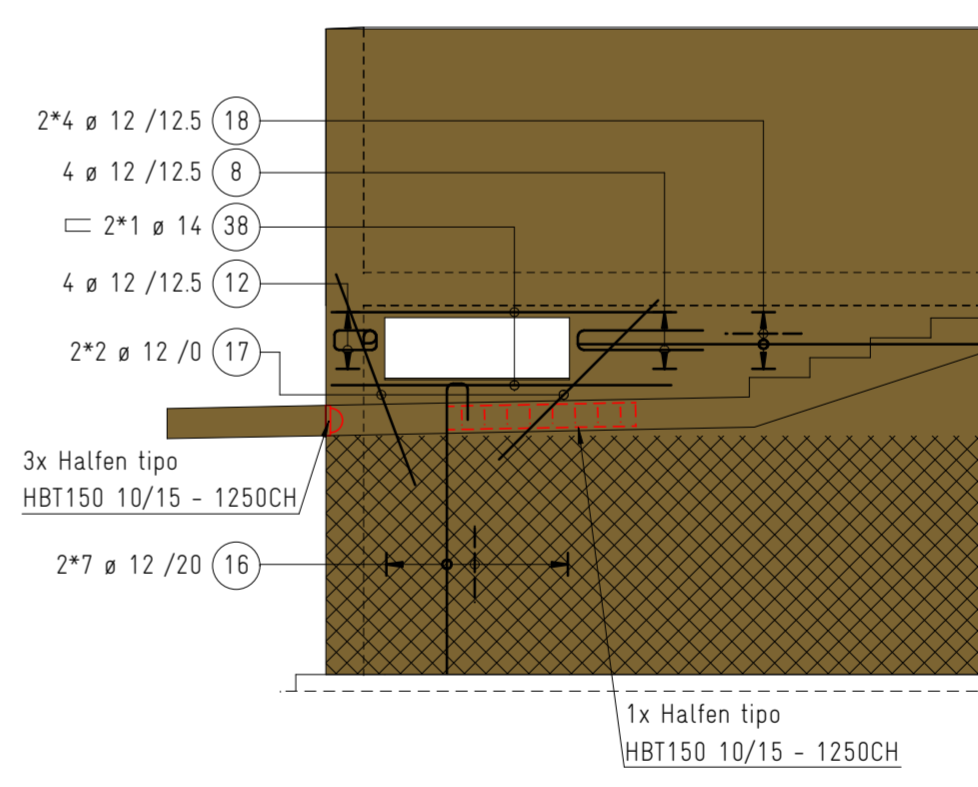
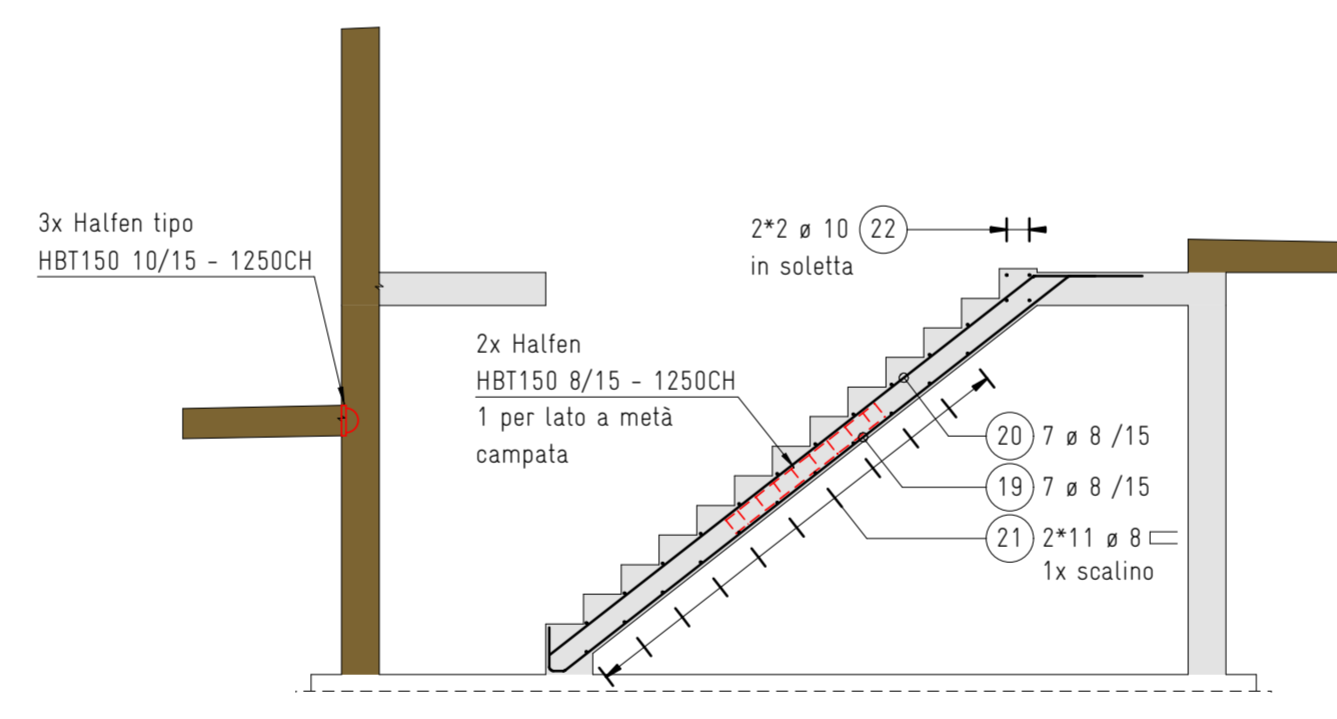
PIANTA  
1:50



SEZIONE A - A  
1:50

SEZIONE B - B  
1:50

SEZIONE C - C  
1:50



Calcestruzzo armato:  
Calcestruzzo a prestazione garantita secondo la norma SN EN 206-1

- Tipo CPN A  
C25/30; XC1, XC2; C3; Cl 0.10; Dmax 32 mm  
parte d'opera: platea + ribassamenti + solette
- Tipo CPN C  
C30/37; XC4, XF1, XD1, XD2; C3; Cl 0.10; Dmax 32 mm  
parte d'opera: elevazioni + soletta sopra PT
- Tipo CPN PIGMENTATO  
C30/37; XC4, XF1; C3; Cl 0.10; Dmax 32 mm  
parte d'opera: elementi pigmentati

Copriferro:

- platea	inferiore	40 mm
	superiore	20 mm
- elevazioni	interno	20 mm
	interno pigmentato	30 mm
	esterno	40 mm
	esterno pigmentato	50 mm
- soletta	inferiore	30 mm
	superiore	20 mm

Acciaio:  
- tipo B 500 B per armature ordinarie secondo lista: E-1158-006.1  
- tipo B 500 B per armature speciali tipo HALFEN secondo lista: E-1158-002.1

Piano cassero: E-1158-002

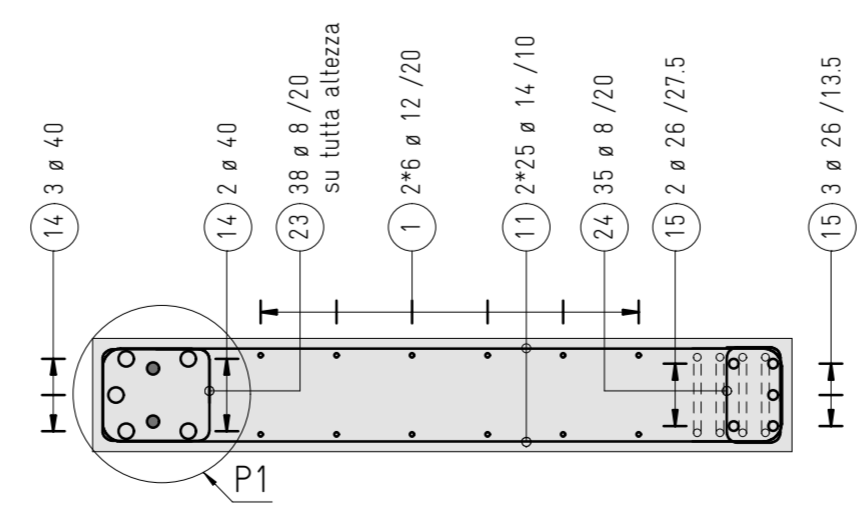
OSSERVAZIONI  
- L'impresa è responsabile del controllo delle distanze e delle quote e deve anche visionare i piani dell'architetto.  
- Eventuali differenze sono da comunicare immediatamente alla direzione lavori.  
- L'impresa si impegna, prima di ogni getto, ad avvertire l'ingegnere per il controllo dei ferri almeno con 48 ore di anticipo.  
- Per la posizione e le dimensioni esatte dei fori, passaggi e scanalature si rimanda ai piani degli impiantisti.  
- Trattamento superfici secondo indicazioni architetto / DL  
- Se non indicato diversamente, la sormonta dei ferri deve essere eseguita 50 x Ø

LEGENDA

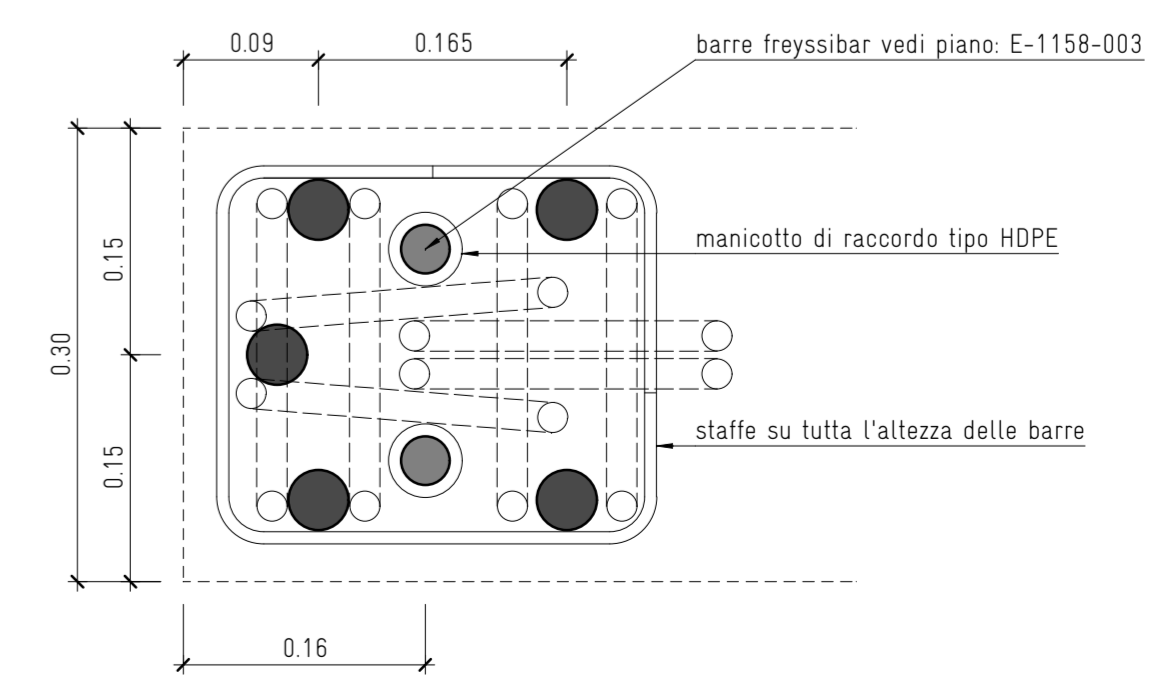
Calcestruzzo tipo CPN PIGMENTATO	
Calcestruzzo tipo CPN A, C e CPN VASCA BIANCA	
Vasca bianca	

±0.00 = 419.50 m.s.l.m

PIANTA PARETE PRECOMPRESSA  
1:20



PARTICOLARE 1  
sovrapposizione armature  
1:5



1158 - Case, mappale 1167 - Comune di Collina d'Oro	1158 - 006
	13.06.2013
Piano armatura - elevazioni sopra -1	Piante e particolari
	Scala 1:50/1:20/1:5
	Dim. 63.0x30.0
	Dis. j.b
	Cont. al
ingegneri pedrazzini guidotti sagl Via Pico 29 CH-6900 Lugano	Tel. 091 / 971 45 46 www.ing-pg.ch ingegneri@ing-pg.ch

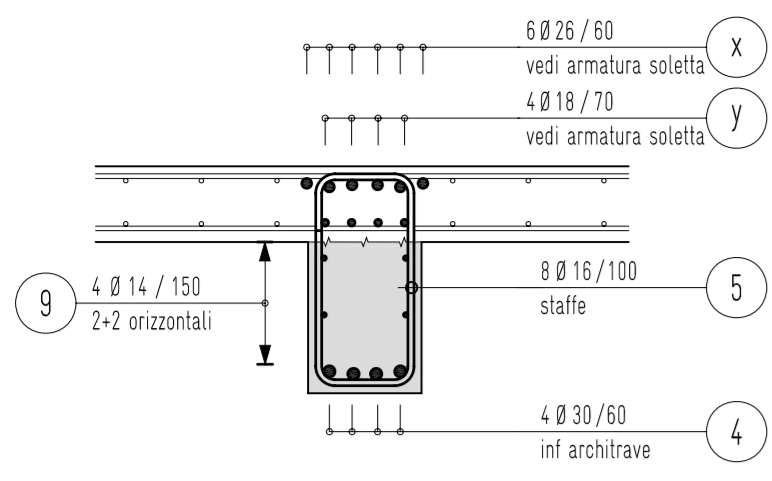




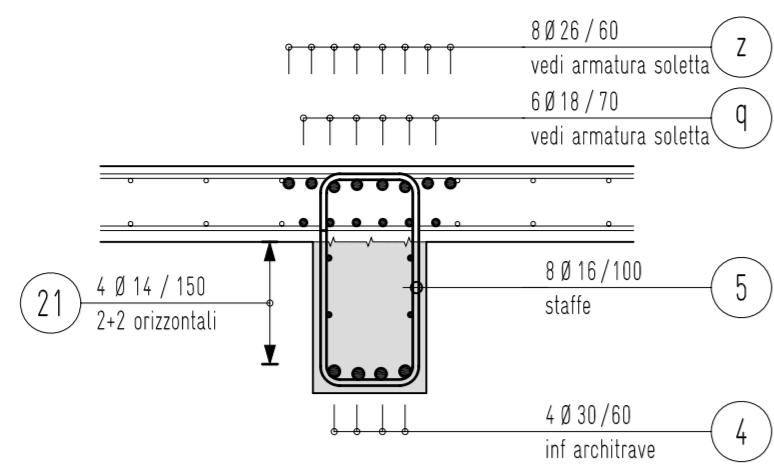




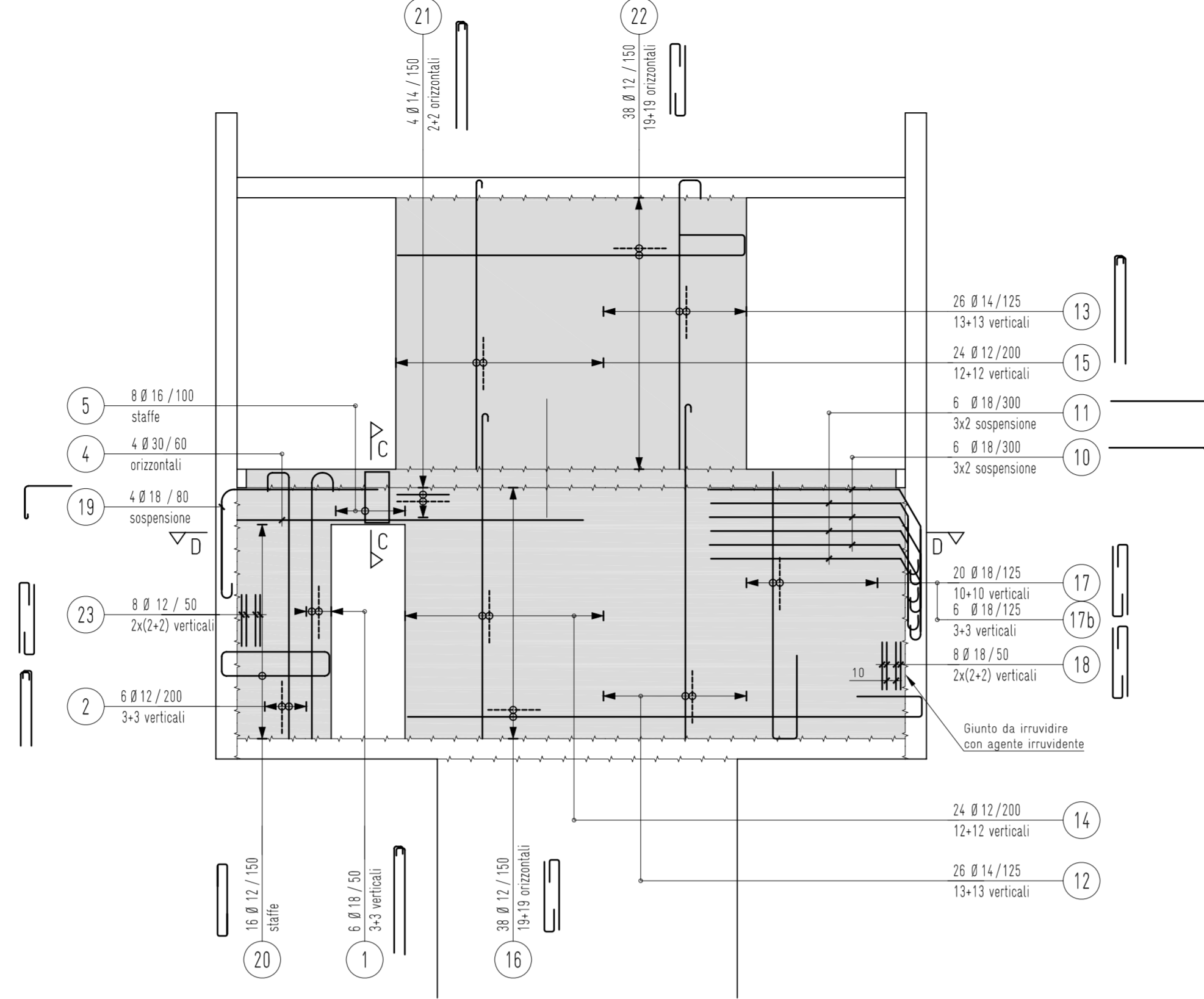
SEZIONE A-A  
SCALA 1:50



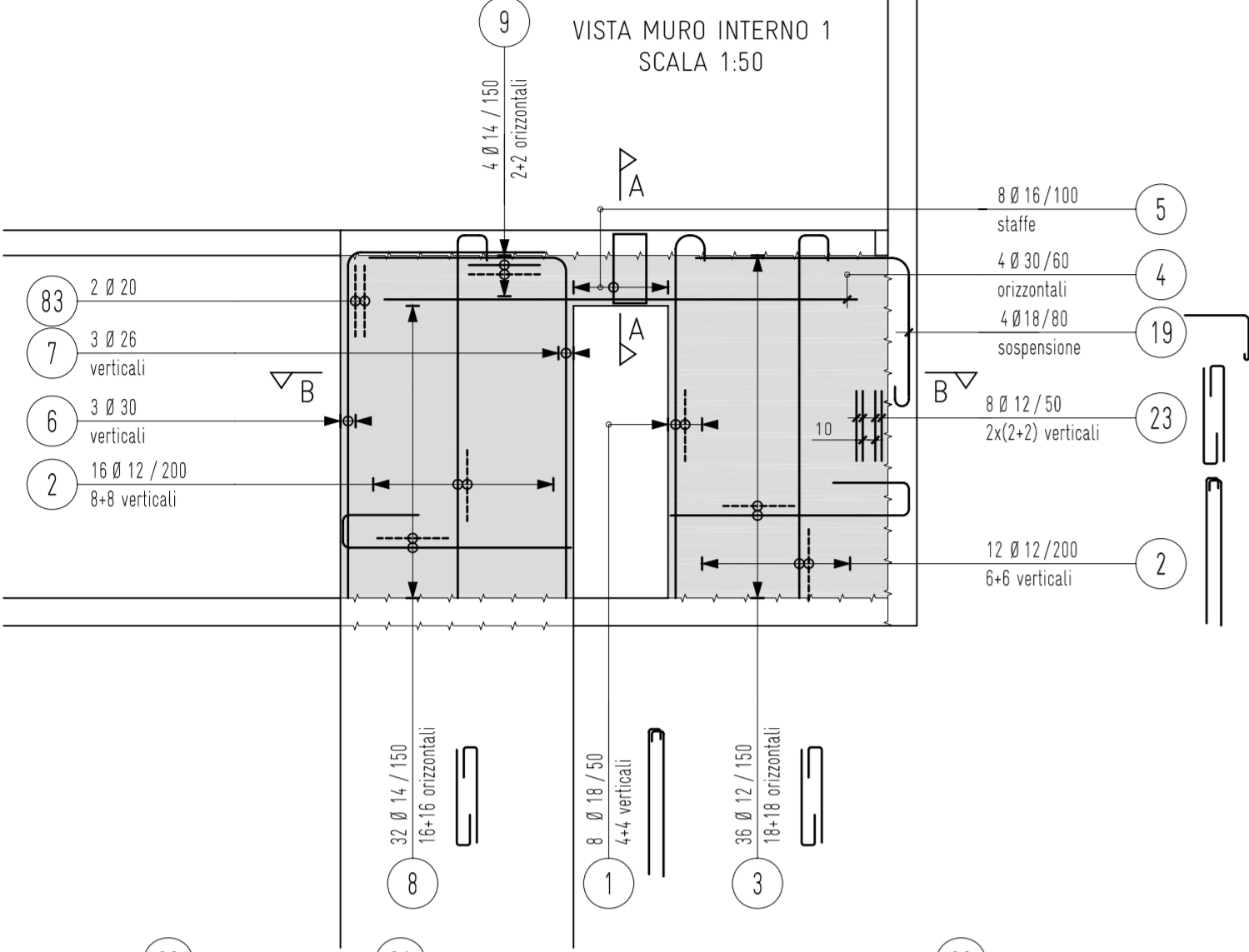
SEZIONE C-C  
SCALA 1:50



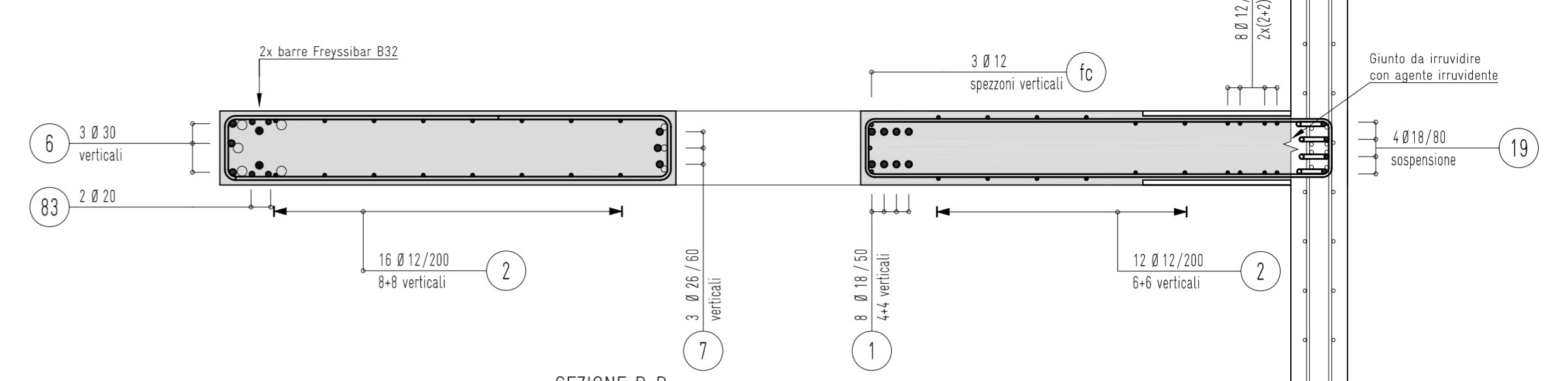
VISTA MURO INTERNO 2  
SCALA 1:50



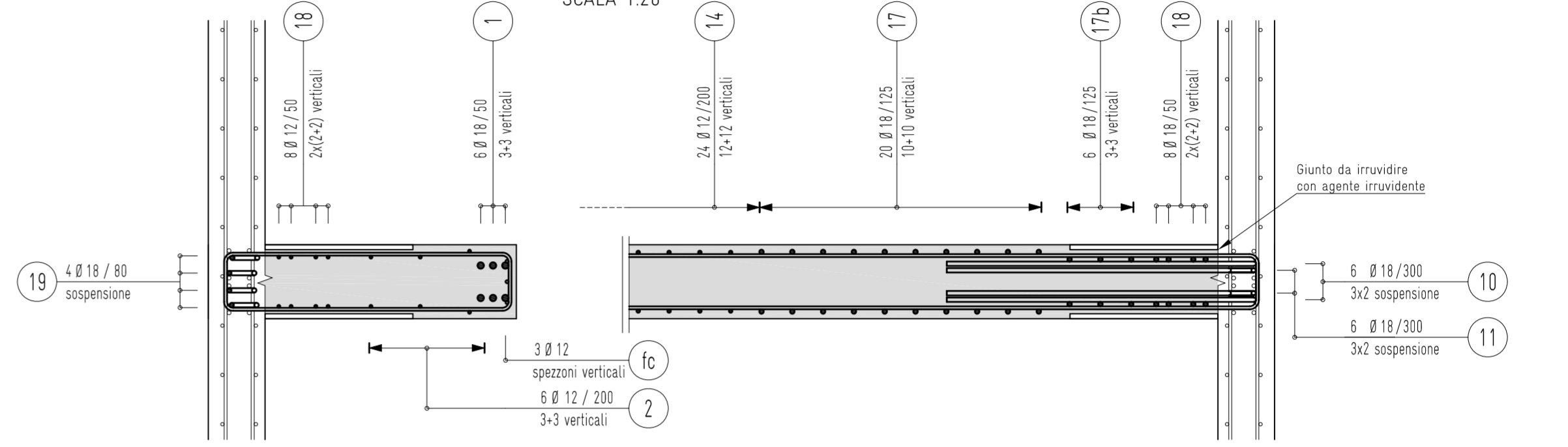
VISTA MURO INTERNO 1  
SCALA 1:50



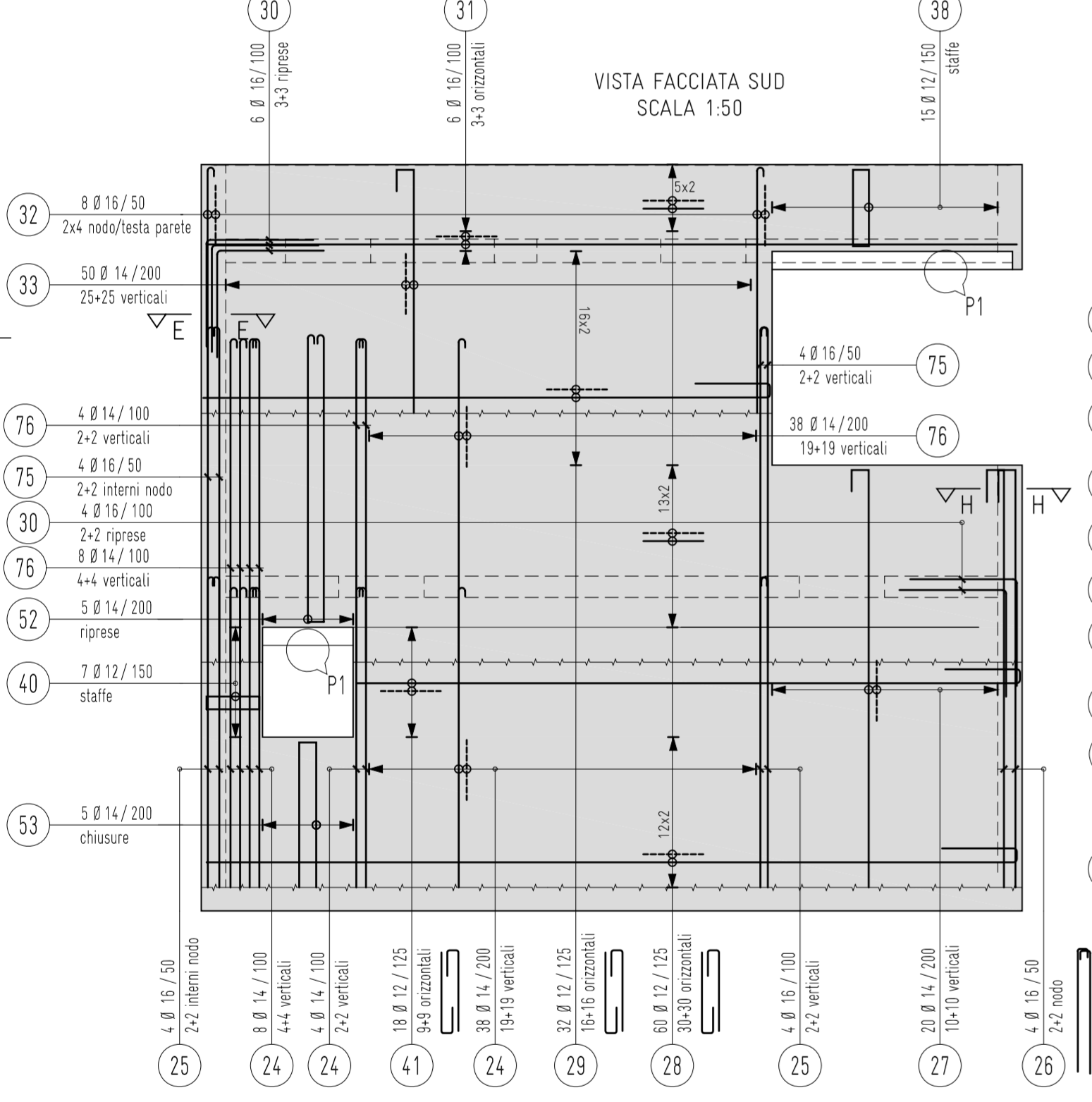
SEZIONE B-B  
SCALA 1:20



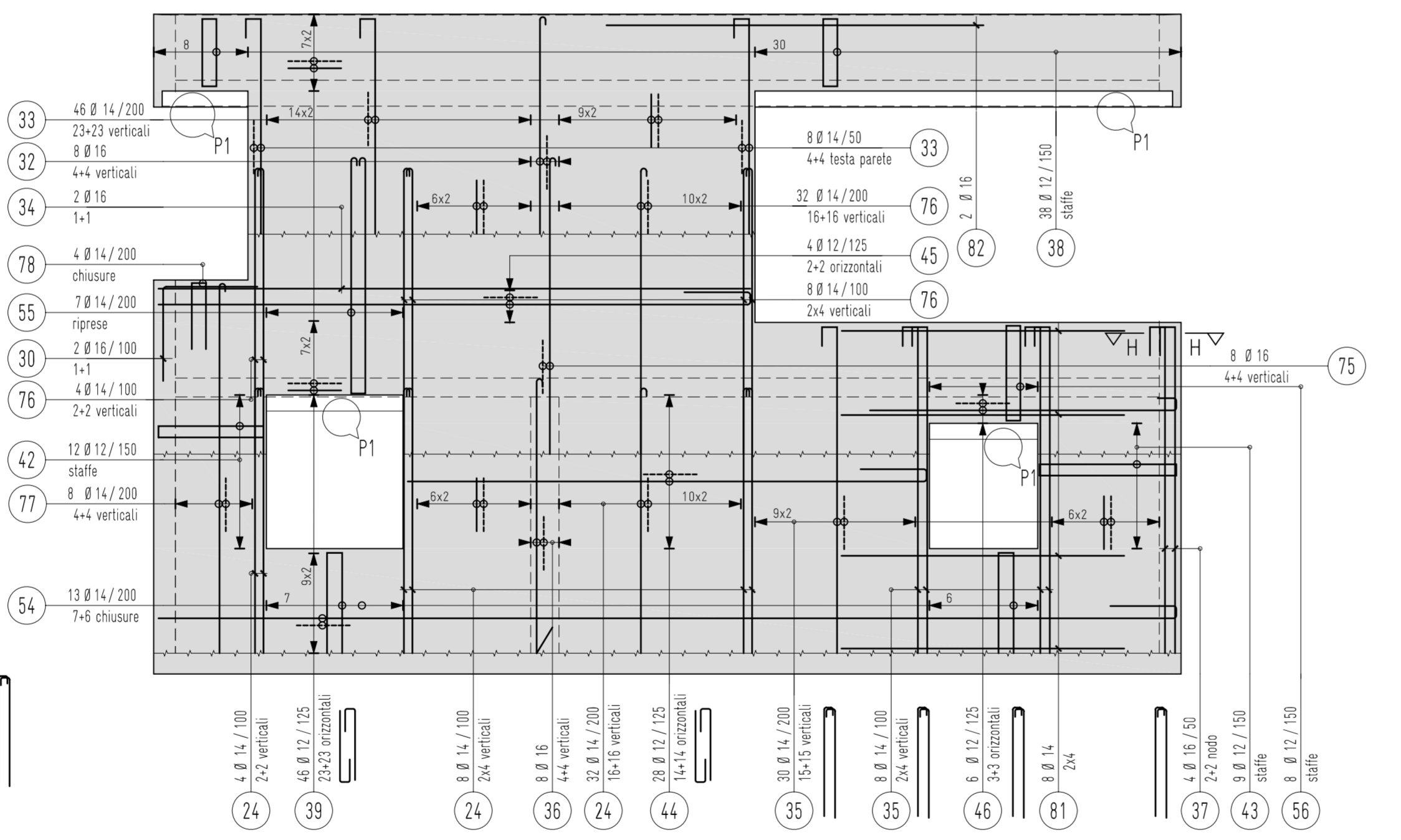
SEZIONE D-D  
SCALA 1:20



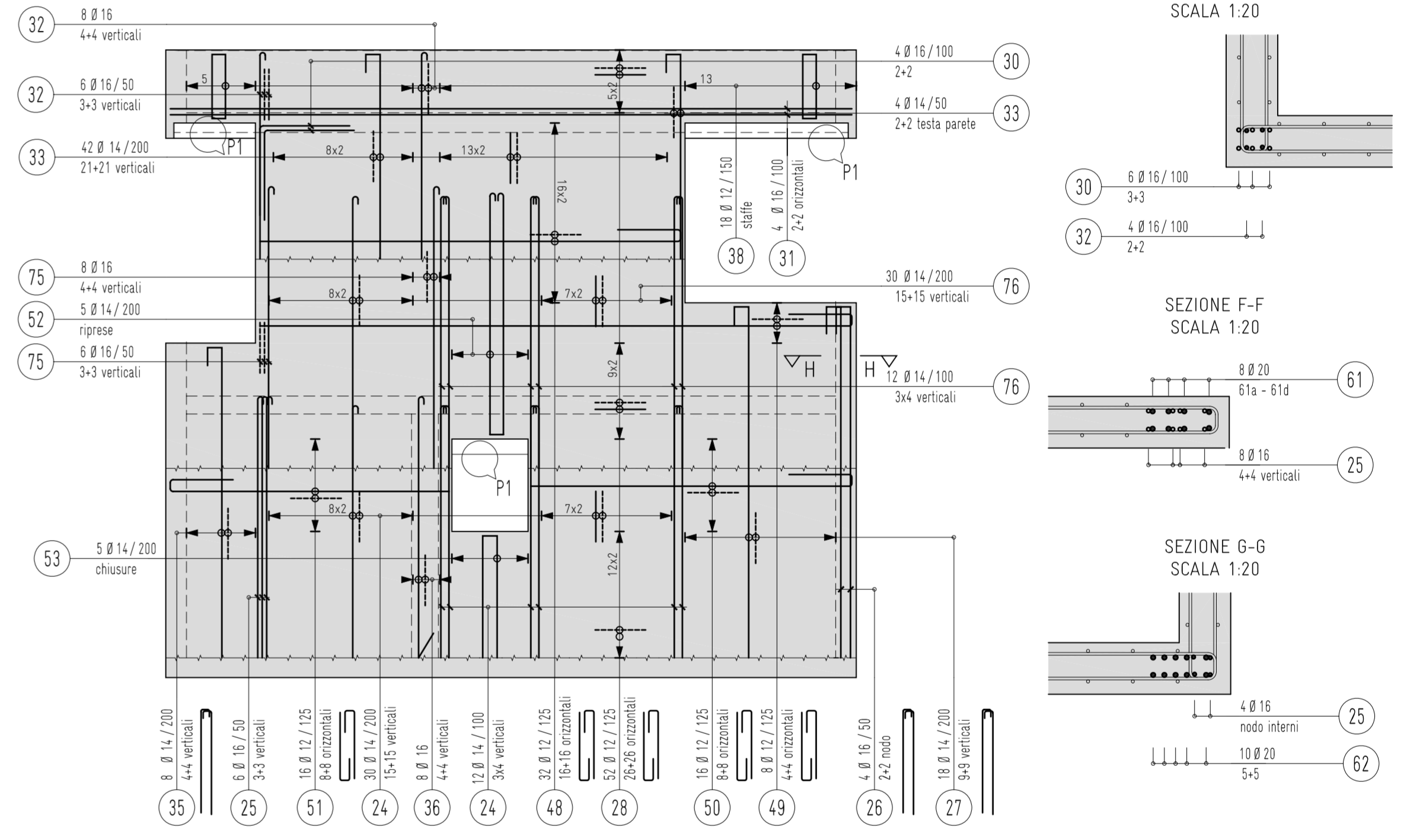
VISTA FACCIATA SUD  
SCALA 1:50



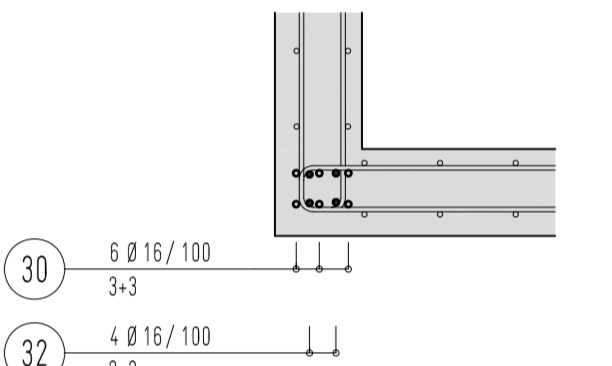
VISTA FACCIATA EST  
SCALA 1:50



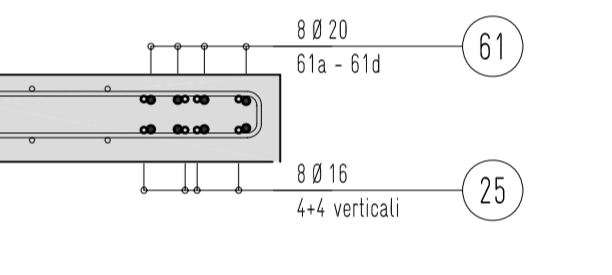
VISTA FACCIATA NORD  
SCALA 1:50



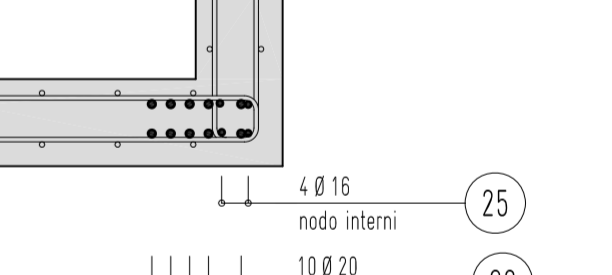
SEZIONE E-E  
SCALA 1:20



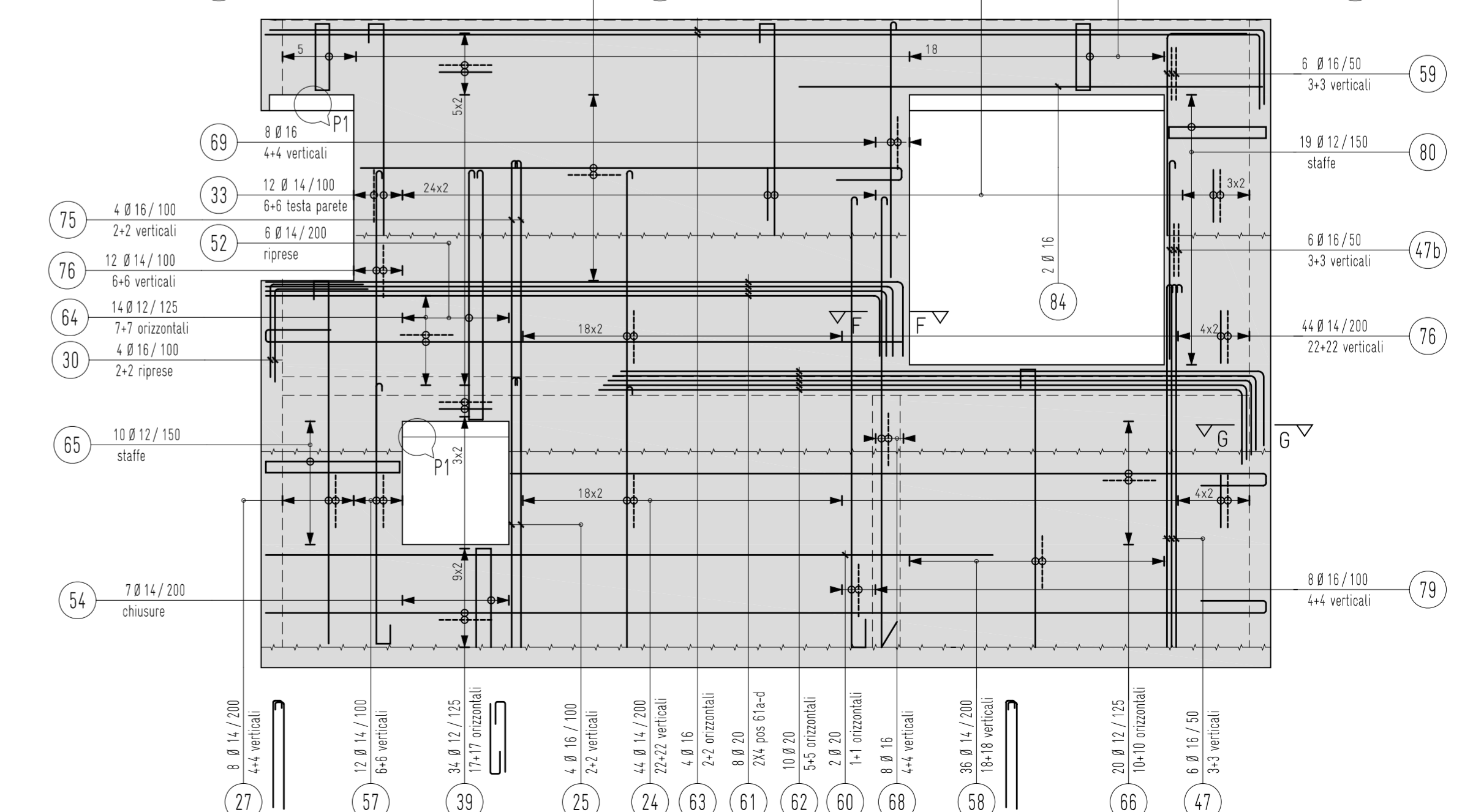
SEZIONE F-F  
SCALA 1:20



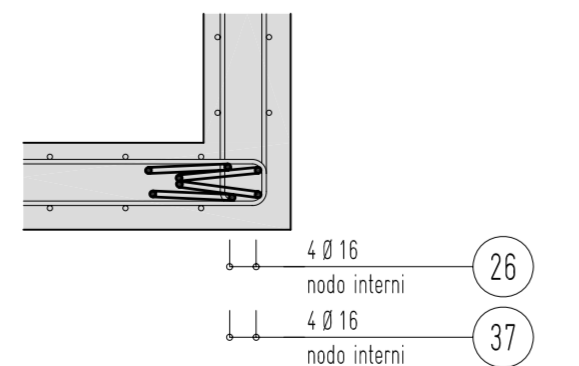
SEZIONE G-G  
SCALA 1:20



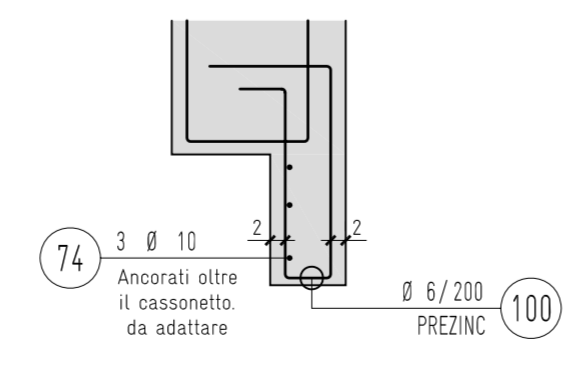
VISTA FACCIATA OVEST  
SCALA 1:50



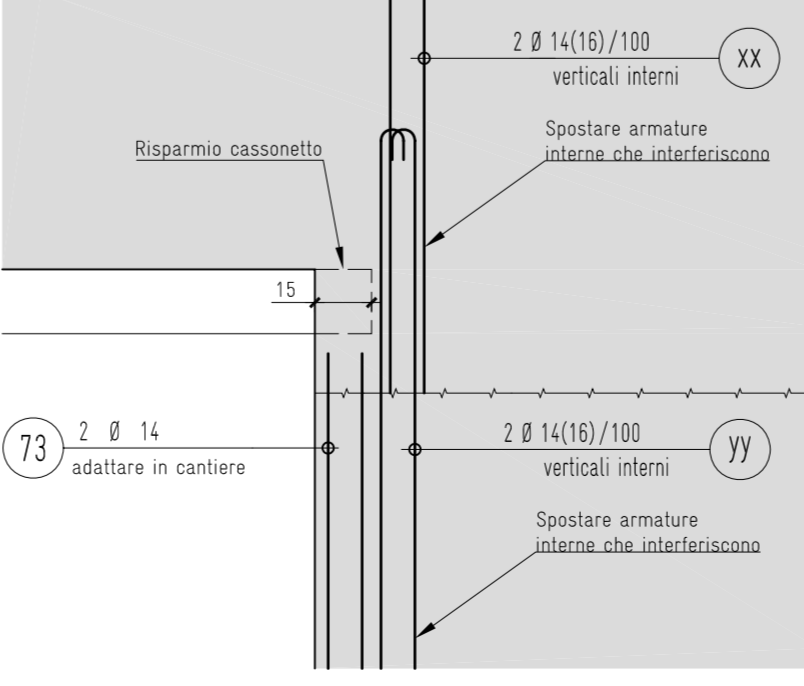
SEZIONE H-H  
SCALA 1:20



PARTICOLARE 1  
SCALA 1:10



DETTAGLIO SU RISPARGIO CASSONETTO  
SCALA 1:20



Calcestruzzo armato:  
Calcestruzzo a prestazione garantita secondo la norma SN EN 206-1

- Tipo CPN C PIGMENTATO:  
C30/37, XC4, XF1, XD1, XD2, C3, CI 0.10, D<sub>max</sub> 32 pareti esterne facciavista

- Tipo CPN A:  
C25/30, XC1, XC2, C3, CI 0.10, D<sub>max</sub> 32 pareti interne

Copriferro:  
- acciaio d'armatura: esterno pigmentato 50 mm  
interno pigmentato 30 mm  
interno 20 mm

Acciaio:  
- B 500 B secondo lista 1158-017.1  
- PREZINC secondo lista 1158-017.2

Casseri:  
- secondo indicazioni architetto

OSSERVAZIONI  
- L'impresa è responsabile del controllo delle distanze e delle quote e deve anche visionare i piani dell'architetto.  
- Eventuali differenze sono da comunicare immediatamente alla direzione lavori.  
- L'impresa si impegna, prima di ogni getto, ad avvertire l'ingegnere per il controllo dei ferri almeno con 48 ore di anticipo.  
- Per la posizione e le dimensioni esatte dei fori, passaggi e scanalature si rimanda ai piani degli impianti.  
- Trattamento delle superfici secondo indicazioni architetto / DL.  
- Se non indicato diversamente, la sarmatura dei ferri deve essere eseguita 50 x 8.

+/-0,00 = +419.50 m.s.l.m

1158 - case	mappale 1167 -	Comune di Collina d'oro	1158 - 017
Elevazioni sul +1 e +2 - piano armatura			scala 1:50/20
Pianta e sezioni			01/02/2014
ingegneri pedrazzini guidotti sagli via poco 29 ch-6900 Lugano			dim. 60x84x0
1 +41 91 971 45 46 ingegneri@ing-pgg.ch www.ing-pgg.ch			dis. al
			cont. 49