

CENNI DI ANALISI E PROGETTAZIONE STRUTTURALE

RIFERIMENTI NORMATIVI

Dopo una lunga gestazione cominciata nel 2003 con l'Ordinanza della Protezione Civile n.3274 (all'indomani del terremoto di San Giuliano di Puglia in Molise, del 31 Ottobre 2002, dove trovarono la morte 27 bambini e una maestra) siamo finalmente approdati alla nuova normativa tecnica per le costruzioni costituita da:

DM del 14 Gennaio 2008 – Noto come NUOVE NTC

Circolare 2 Febbraio 2009 n.617 – Noto come NUOVA CIRCOLARE DELLE NTC

Normativa che si propone un approccio unitario a tutta la materia della progettazione strutturale nelle varie tipologie costruttive oggi in uso e nei differenti materiali utilizzati quali acciaio, cemento armato, legno e muratura portante.

Particolare attenzione è stata posta dalla normativa attuale alla progettazione sismica in genere, a partire dalla definizione accurata della pericolosità sismica del sito su cui andiamo a realizzare la nostra costruzione fino alle procedure da adottare per definire in modo scientifico le azioni da applicare al nostro fabbricato per conseguire un'adeguata resistenza al sisma.

CALCOLO E DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

In linea di principio il calcolo strutturale si propone di dimensionare le parti di una costruzione in modo che questa assolva alla proprie funzione con un adeguato margine di sicurezza nei riguardi di un eventuale collasso. Non è sufficiente pertanto che una costruzione, come spesso sentiamo dire da un certo numero di attori del processo costruttivo, stia in piedi o stia in piedi da tempo ma è necessario che questo avvenga con un adeguato margine di sicurezza. In generale quindi sarà necessario che la resistenza di una costruzione alle azioni esterne sia convenientemente maggiore delle sollecitazioni che la impegnano, ovvero:

$$\mathbf{Rd} \geq \mathbf{Sd}$$

Le norme, attraverso le procedure da adottare per il dimensionamento e il calcolo, fissano tale margine che varia anche al variare delle incertezze connaturate ai tipi costruttivi. Più queste sono elevate più sarà cautelativo l'approccio.

Il calcolo di una costruzione è in generale preceduto dalla scelta di una certa tipologia costruttiva, aspetto che per un progettista architettonico riveste particolare importanza. La scelta e la conoscenza della tipologia costruttiva condiziona in modo spiccato il processo creativo perché è al tempo stesso il limite e lo slancio di quanto può essere concepito da un architetto. E' necessario comprendere, quindi, le peculiarità di un dato sistema costruttivo per poter trarre il maggiore beneficio possibile dal suo utilizzo.

TERRENI E OPERE DI FONDAZIONE

Il primo fattore importante per un'adeguata progettazione strutturale è il suolo su cui andrà a insistere la costruzione. In tal senso sarà di primaria importanza svolgere tutte le indagini del caso, tanto più complesse quanto maggiore sarà l'importanza della costruzione e quanto maggiori le incertezze relative al comportamento del terreno stesso. Gli aspetti su cui si vuole acquisire un'adeguata conoscenza, da un punto di vista geotecnico, sono:

1. Resistenza sotto l'azione di carichi portati dal tipo di fondazione prescelto. Si parla di **carico limite**.
2. Tendenza alla deformazione sotto l'azione dei carichi con cedimenti più o meno pronunciati. Si parla di **carico limite in esercizio** corrispondente a un prefissato cedimento (cedimento che viene fissato non superiore a 5cm).
3. Stabilità globale del versante, quando la costruzione sia posta lungo un pendio o sul ciglio di un pendio
4. Comportamento del terreno in condizioni sismiche ovvero velocità di propagazione (nei primi trenta metri dalla superficie) delle onde di taglio. Ai sensi delle nuove norme, in questi termini, si attribuisce al terreno una certa **categoria sismica** che nei procedimenti adottati è utile a definire le azioni che vanno a sollecitare il fabbricato.

I terreni possono essere classificati in prima battuta in:

ROCCE (coerenti, semicoerenti, pseudocoerenti)

TERRENI COESIVI

TERRENI INCOERENTI

LE ROCCE

hanno ottime caratteristiche meccaniche (comportamento lapideo e coesione interna elevata) e sono chiaramente ottimali come base di fondazione. Attenzione deve essere posta alla loro omogeneità interna (presenza di eventuali discontinuità strutturali come giunti di strato o fratture) e nel caso delle pseudocoerenti, composte in prevalenza da argilla, va tenuto conto che possono modificare anche notevolmente le loro proprietà in relazione al contenuto d'acqua.

I TERRENI COESIVI

sono i terreni a grana fina a forte componente argillosa (argille, argille limose, limi argillosi) caratterizzati da elevati valori della coesione (tra 0.10 daN/cm² e 5 daN/cm²) che tiene unite le particelle dello scheletro solido e conferisce a questo terreno la sua resistenza meccanica. La loro caratteristica fondamentale è quella di reagire in modo lento (da un punto di vista deformativo) alle variazioni di carico cui sono sottoposti poiché l'acqua, che viene come strizzata all'interno dei pori dai carichi, non riesce a migrare rapidamente verso la periferia perché i valori di permeabilità sono molto bassi. Il decorso dei cedimenti nel tempo pertanto è lento. Possono avere buone caratteristiche di portanza (ad esempio argille sovraconsolidate) ma sono più sensibili alle variazioni stagionali del contenuto d'acqua che ne altera le proprietà meccaniche e causa rigonfiamenti o contrazioni (nel caso di acque vaganti dovute allo scarico dei pluviali o a perdite fognarie in prossimità delle murature possono aversi lesioni localizzate).

I TERRENI INCOERENTI

sono quelli a prevalente struttura granulare quali i limi sabbiosi, le sabbie limose, le sabbie fino alle ghiaie. Hanno coesione interna praticamente nulla (che infatti si trascura nei calcoli) ovvero le particelle solide non aderiscono se sottoposte a distacco e devono le loro caratteristiche meccaniche essenzialmente all'attrito interno tra le particelle stesse (angolo di attrito). Sono normalmente ottimi terreni di fondazione, soprattutto quando hanno un elevato grado di addensamento poiché aumenta il valore dell'angolo di attrito interno. Presentano di solito cedimenti trascurabili e comunque immediati e sono meno sensibili dei terreni coesivi alle oscillazioni stagionali del contenuto d'acqua.

Le fondazioni hanno il compito di trasferire al terreno le azioni portate dalla sovrastruttura e pertanto variano la loro conformazione in relazione ai carichi portati, alla tipologia costruttiva e alle caratteristiche del terreno stesso.

Esse si distinguono in:

FONDAZIONI SUPERFICIALI

FONDAZIONI PROFONDE

Le fondazioni superficiali si possono ulteriormente distinguere in:

FONDAZIONI ISOLATE => PLINTI

FONDAZIONI CONTINUE => TRAVI ROVESCE, PLATEE

PLINTI

I plinti sono fondazioni “superficiali isolate” che si usano quando i carichi portati dalla sovrastruttura non sono troppo elevati e il terreno presenta buone caratteristiche meccaniche. Sono impiegati tipicamente nei capannoni industriali (soprattutto in acciaio ma anche i prefabbricati in ca e cap) che, sebbene relativamente grandi, trasferiscono alla base carichi limitati soprattutto quando sostengono la sola copertura.

In zona sismica comunque è pressocchè indispensabile collegare tra loro i plinti a mezzo di cordoli in entrambe le direzioni per limitare l’insorgenza di spostamenti relativi tra le basi dei pilastri (pertanto viene un po’ meno il concetto di fondazione isolata). Il carico trasferibile da un plinto al terreno in condizioni di sicurezza varierà al variare dei parametri in gioco ma potrà attestarsi su 1-1,5 daN/cm².

TRAVI ROVESCE

Le travi rovesce sono fondazioni “superficiali continue” che si usano quando aumentano i carichi da trasferire al suolo e/o quando il terreno presenta caratteristiche meccaniche più scadenti. In zona sismica è indispensabile realizzare un reticolo che colleghi i pilastri in entrambe le direzioni per impedire spostamenti relativi al piede. Questo diminuisce le pressioni di contatto al suolo, le sollecitazioni flessionali nelle travi concorrenti e aumenta la rigidità d’insieme.

Si tenga presente che nel caso di struttura in muratura tali fondazioni non risultano sollecitate a flessione perché il carico è portato in modo uniforme sulla lunghezza e la risposta del terreno è altrettanto uniforme. Le quantità di armatura, quindi, sono normalmente inferiori.

La rigidità del sistema fondale (flessionale ed estensionale) riveste sempre particolare importanza. Nelle strutture a telaio, quando il terreno di fondazione ha caratteristiche scadenti e disuniformi, limita gli effetti di possibili cedimenti differenziali e garantisce maggiore uniformità delle pressioni di contatto, inoltre garantisce l'efficacia dell'incastro alla base dei pilastri. E' buona norma in questi casi prevedere fondazioni di adeguata altezza in modo che l'inerzia della trave di fondazione sia pari a circa 4 volte la somma delle inerzie delle travi in elevazione.

PLATEE

Quando il terreno ha proprietà meccaniche scadenti e i carichi sono relativamente elevati, ci si orienta verso fondazioni di tipo a platea. Le platee sono grosse piastre in ca che si sviluppano su tutta la superficie coperta del fabbricato e hanno spessori di partenza dell'ordine di 30cm. Per garantire un miglior grado di incastro al piede dei pilastri e una maggiore rigidità flessionale di insieme, le platee possono essere nervate con costole emergenti nelle due direzioni secondo la maglia dei pilastri. Questo garantisce un buon comportamento anche nei riguardi di possibili cedimenti differenziali.

In generale la profondità cui va ad attestarsi una fondazione superficiale dipende dal sito in esame e dalla stratigrafia del terreno. E' sicuramente indispensabile rimuovere la porzione vegetale (strutturalmente instabile) che normalmente è di circa 30cm ed eventuali strati di riporto, ovvero terreni che in passato abbiano subito rimaneggiamenti, perché non idonei alla posa di fondazioni. La profondità inoltre incide positivamente sulla portanza di una fondazione. Pertanto in generale si attendono profondità di posa di almeno 80-100cm.

FONDAZIONI PROFONDE

Quando gli strati superficiali del terreno non garantiscono nei confronti della stabilità è necessario adottare accorgimenti per raggiungere gli strati più profondi di adeguata resistenza. In questi casi ci si orienta verso le fondazioni su pali. I pali sono corpi cilindrici che trasferiscono le azioni di compressione al terreno attraverso due meccanismi normalmente concomitanti:

- a) Carico di punta. Si sviluppa alla punta
- b) Attrito laterale. Si sviluppa lungo la superficie del palo.

L'entità di ciascuno dipende dalla stratigrafia del terreno, dalle tecniche realizzative e dalle scelte di progetto. Il carico di punta normalmente dà il maggior contributo.

I pali possono essere realizzati con varie tecnologie, dimensioni e materiali. In generale si distingue tra:

Pali trivellati: quando si procede prima all'asportazione del terreno e poi alla realizzazione del palo entro il foro praticato.

Pali infissi: quando il terreno non viene asportato e il palo viene innestato nel terreno per battitura.

I pali di fondazioni sono collegati alla struttura mediante elementi di testa (plinti, travi rovescie o platee) che collegano il piede dei pilastri con il gruppo di pali che ne costituiscono la fondazione.

TIPOLOGIE COSTRUTTIVE

Strutture in muratura

Strutture in cemento armato

Strutture in acciaio

Strutture in legno

Ci occupiamo essenzialmente delle strutture in ca e di quelle in muratura, le più diffuse nell'edilizia civile a destinazione residenziale.

STRUTTURE IN CA

Le strutture in cemento armato sono quelle in cui **la funzione strutturale è affidata a un telaio spaziale** di pilastri e travi sulla quale si interviene successivamente con divisioni interne e tamponamenti esterni (che non avendo funzione portante possono essere gestiti con una certa libertà).

STRUTTURE IN MURATURA PORTANTE

Le strutture in muratura portante affidano la funzione strutturale alle murature perimetrali e di spina. Tali elementi hanno nel contempo la funzione di isolare gli ambienti dall'esterno e talvolta quella di divisori interni. Le strutture in muratura per loro natura vincolano maggiormente l'organizzazione degli spazi e la disposizione delle aperture e dei passaggi interni. La norma "consiglia" di allineare le aperture e di non realizzare murature in falso (continuità nella trasmissione dei carichi verticali).

AZIONI DI CALCOLO SULLE COSTRUZIONI

Possiamo distinguere:

AZIONI VERTICALI

AZIONI ORIZZONTALI (VENTO E SISMA)

Come detto la nostra struttura viene dimensionata sulla base dei carichi verticali (prodotti dai solai dalle scale e da tutti gli elementi di completamento) e dalle sollecitazioni orizzontali dovute al vento e al sisma. Nel caso delle strutture in ca il vento riveste, rispetto al sisma, un'importanza secondaria perché i pesi permanenti delle membrature sono talmente rilevanti che prevalgono le forze agenti sulla massa (sisma) rispetto a quelle agenti sull'ingombro fisico degli edifici (vento). Nelle strutture in acciaio il discorso si inverte e il vento, di norma, risulta più penalizzante del sisma. La valutazione dell'azione del vento si ottiene attraverso i procedimenti indicati dalle norme.

I carichi verticali si distinguono in:

PESI PROPRI

PERMANENTI PORTATI

VARIABILI

COMB. DI CARICO

La normativa prevede che i calcoli siano condotti allo Stato Limite Ultimo (SLU) e definisce dei coefficienti da moltiplicare per i valori nominali dei carichi per ottenere, attraverso le analisi, le sollecitazioni rappresentative di tale SLU. In condizioni statiche la combinazione di carico fondamentale allo SLU (2.5.1 delle NTC) quando i carichi giocano un ruolo sfavorevole ai fini della sicurezza, può essere scritta (per quanto qui di interesse) come:

$$\text{CARICO} = 1.3 \times \text{PP} + 1.3 \times \text{PERM} + 1.5 \times \text{VAR} = 1.3 \times (\text{PP} + \text{PERM}) + 1.5 \times \text{VAR}$$

Il valore **1.3** per i carichi permanenti è consentito solo quando questi sono compiutamente definiti (analisi dei carichi suffragata da dati certi) altrimenti anche per essi va adottato il valore **1.5** (nel seguito viene adottato il valore 1.3).

Per una trattazione esaustiva dell'argomento (che qui è stato sintetizzato ai fini della presente dispensa ma che è assai più esteso e complesso) si rimanda comunque alla letteratura tecnica e alle NTC.

ANALISI DEI CARICHI

I carichi devono essere oggetto di una specifica analisi che è propedeutica a qualsiasi dimensionamento strutturale e che nelle relazioni di calcolo è denominata appunto "analisi dei carichi". Vediamo alcuni esempi che si presentano nella pratica:

SOLAIO DI CALPESTIO IN LATEROCEMENTO 20+5

Peso proprio	300	daN/mq	
Permanente portato	300	daN/mq	
Sovraccarico (Cat.A)	200	daN/mq	
Tot. NOM	800	daN/mq	
Tot. SLU	1.3x600+1.5x200=	1080	daN/mq

SOLAIO DI COPERTURA IN LATEROCEMENTO 16+5

Peso proprio	260	daN/mq	
Permanente portato	120	daN/mq	
Neve	100	daN/mq	
Tot. NOM	480	daN/mq	
Tot. SLU	1.3x380+1.5x100=	644	daN/mq

Per copertura riportata su solaio piano può essere assunto cautelativamente pari a quello del solaio di calpestio.

SCALE

Peso proprio	375	daN/mq
--------------	-----	--------

Permanente portato	425	daN/mq	
Sovraccarico (Cat.C)	400	daN/mq	
Tot. NOM	1200	daN/mq	
Tot. SLU	1.3x800+1.5x400=	1640	daN/mq

TERRAZZA A SBALZO

Peso proprio	375	daN/mq	
Permanente portato	135	daN/mq	
Sovraccarico (Cat.C)	400	daN/mq	
Tot. NOM	910	daN/mq	
Tot. SLU	1.3x510+1.5x400=	1263	daN/mq

MURATURE PORTANTI IN SEMIPIENI DI LATERIZIO 30CM

Peso proprio	285	daN/mq	
Permanente portato	60	daN/mq	
Tot. NOM	345	daN/mq	
Tot. SLU	1.3x345=	448	daN/mq

(si può assumere anche per i tamponamenti dei fabbricati in ca, cautelativo)

AZIONE SISMICA

La definizione dei carichi sismici è affrontata in modo molto accurato dalle nuove NTC che si rifanno agli Eurocodici. Si parte dalla definizione della **pericolosità sismica** di un certo sito che è un concetto probabilistico (fissata in base alla probabilità di superamento in un dato periodo di riferimento) e porta a stabilire la massima **accelerazione a_g** (accelerazione di picco) attesa in un dato luogo su terreno roccioso. Sulla base di questo dato l'Italia è suddivisa in 4 zone di pericolosità crescente (ordinanza 3274), dalla zona 4, di bassissima sismicità, alla zona 1 di massima sismicità

(a_g : 0.05, 0.15, 0.25, 0.35). La Toscana, ad esempio, va dalla zona 4, dell'isola d'Elba, alla zona 2 di alcuni paesi della Garfagnana e dell'Appennino.

La pericolosità sismica del sito, oltre a variare sul territorio nazionale, varia anche sulla base del terreno su cui andrà realizzato il fabbricato (categoria del suolo) e della situazione topografica (pianura, pendio, cresta etc.). Per questo le indagini geologiche da effettuare sul sito di intervento devono essere estese alla conoscenza di questi aspetti attraverso la realizzazione di prove mirate.

Si procede poi con la valutazione di caratteristiche intrinseche del fabbricato stesso (relative alle sue proprietà elastiche) ovvero con la valutazione del suo periodo proprio di vibrazione. Tanto più il fabbricato è rigido tanto più, a parità di altre condizioni, esso è sensibile al sisma.

L'insieme delle procedure adottate si traduce nella definizione di una **distribuzione di forze statiche orizzontali** che simula l'azione del sisma e che va applicata al nostro fabbricato insieme alle forze concomitanti verticali. Sotto tali azioni si calcolano le sollecitazioni nella struttura e si eseguono le verifiche.

RICADUTE IMPORTANTI SULL'IMPOSTAZIONE DEL PROGETTO

CRITERI DI REGOLARITA': IN PIANTA, IN ALZATO.

Al crescere del livello di sismicità del sito in cui si va ad operare e del numero di piani del fabbricato (dai tre piani in su) è necessario improntare la progettazione planimetrica del nostro fabbricato a criteri di **regolarità e simmetria**. Tali aspetti vanno tenuti in particolare considerazione già in fase preliminare perché la maggiore o minore resistenza al sisma di un fabbricato è condizionata in modo sostanziale dalla sua regolarità in pianta e in alzato.

La forma planimetrica del fabbricato dovrà essere il più possibile raccolta con rapporto tra lato maggiore e lato minore non superiore a 4. Se questo non dovesse risultare possibile è preferibile inserire dei giunti nella struttura che la riportino a un insieme di corpi sismicamente indipendenti (con dimensione del giunto cautelativamente pari a 1/100 dell'altezza dei corpi che si fronteggiano). L'impostazione planimetrica sarà simmetrica o pressocché simmetrica secondo due assi principali con particolare attenzione alla collocazione dei vani scale e ascensore (causa di irrigidimenti localizzati nella struttura).

La maglia dei pilastri sarà il più possibile regolare in pianta (improntata a principi di modularità) con minima variabilità delle luci e con la ricerca di una doppia corrispondenza tra i pilastri.

Anche in alzato è necessario non apportare eccessive variazioni di rigidità tra i vari piani.

Un esempio tipico è quello dei fabbricati su Pilotis dove la presenza dei tamponamenti a partire dal primo piano comporta un irrigidimento di tutta la porzione superiore rispetto alla base del fabbricato (dove i tamponamenti sono invece assenti). In caso di sisma, pertanto, risultano fortemente sollecitate le estremità dei pilastri del piano terra e questo può produrre ciò che è noto come meccanismo di piano soffic. Alle estremità dei pilastri del piano terra, per progressivo logoramento, si formano delle cerniere, i pilastri del piano ruotano rigidamente e l'intero fabbricato va a sedersi sul solaio del primo piano (a volte restando intatto nella parte superiore).

DUTTILITA' E GERARCHIA DELLE RESISTENZE

DUTTILITA'

Il concetto è applicabile a livello **locale** e a livello **globale**.

Localmente, per un materiale, è l'attitudine a subire ampie deformazioni oltre il limite elastico a carico costante (quindi deformazioni plastiche).

Per una sezione strutturale (estremità di una trave o di un pilastro ad es.) è l'attitudine a subire elevate rotazioni oltre il limite elastico a momento applicato costante.

Per una struttura, sotto azioni orizzontali, è l'attitudine a subire ampi spostamenti, oltre il limite elastico di una parte componente, a carico orizzontale costante.

La duttilità globale dipende dall'entità di quella locale e dalla sua distribuzione nel complesso strutturale.

La duttilità, in condizioni sismiche, è una proprietà di assoluto rilievo perché comporta un maggiore o minore comportamento dissipativo della struttura. La struttura che durante il sisma dissipa l'energia impressa ha un miglior comportamento.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE.

La normativa prevede che i dettagli costruttivi e il dimensionamento delle membrature strutturali siano definiti in modo da avere delle gerarchie nelle modalità di rottura e fissa delle priorità di resistenza per le membrature strutturali.

Primo aspetto: la modalità di rottura a taglio nelle travi e nei pilastri è scongiurata a favore di quella a flessione perché la rottura a taglio è di natura fragile mentre quella a flessione, con adeguate percentuali di armatura in zona tesa, è di natura duttile. Da qui nelle strutture in ca il notevole infittimento delle staffe occorso, a seguito dell'introduzione delle nuove norme, alle estremità di travi e pilastri per aumentare la resistenza a taglio e confinare i nodi del telaio.

Secondo aspetto: si richiede che, in caso di terremoto distruttivo, all'interno del telaio le travi vadano in crisi prima dei pilastri. In questo modo si privilegia un comportamento dissipativo del complesso strutturale e si conserva una residua stabilità alle azioni orizzontali a sisma .

Tutto questo è molto condizionante nel dimensionamento strutturale di fabbricati di modesta altezza come quelli che normalmente abbiamo nell'edilizia corrente (per intendersi dell'ordine dei tre piani f.t.). Ad esempio in tali fabbricati, dove in precedenza il tipico pilastro aveva dimensioni 30x30 (salvo diverso), ora si consiglia di adottare pilastri resistenti al sisma di almeno 30x50 con travi concorrenti non maggiori di 30x40 – 30x45 cm. Tale dimensionamento non ha alcun legame diretto con le sollecitazioni che effettivamente impegnano i pilastri ma sono dovute esclusivamente alla necessità di soddisfare la gerarchia delle resistenze.

Ne discende che la tendenza attuale è quella di contenere le dimensioni delle travi e la loro armatura per non incorrere nella necessità di avere pilastri ancora più grandi.

Ma questo è ottenibile soltanto con un corretto dimensionamento della maglia strutturale che, in zona sismica, non dovrebbe avere luci superiori ai 4.50m per travi emergenti e 4.00m per travi a spessore (essendo le dimensioni della sezione di una trave fortemente condizionate dalla sua lunghezza e dalla regolarità delle campate).

DISPOSIZIONE, DIMENSIONAMENTI E DETTAGLI (CA E MUR)

RELAZIONE A FLESSIONE SEMPLICE (CA - DEBOLI E MEDIE ARMATURE)

$$M_{ud} = A_f * f_{yd} * 0.9 * d$$

A_f Area di ferro in zona tesa

f_{yd} Tensione di calcolo dell'armatura (pari a f_{yk}/γ_s)

0.9 Braccio delle forze interne

d Altezza utile della sezione (altezza - copriferro)

Quando vogliamo conoscere l'area di ferro necessaria conoscendo M_{ud} :

$$A_f = M_{ud} / (f_{yd} * 0.9 * d)$$

DIMENSIONAMENTO DI UN PLINTO

Supponiamo di avere un piccolo fabbricato a telaio in ca costituito da 4 pilastri e due ordini di travi a sostenere rispettivamente il solaio del PT e il solaio di copertura. Ovvero:

Fabbricato di un piano + copertura – Dim.5x5

Pilastri 30x50 – h=3.05m

Travi 30x40

Cordoli di collegamento in fond. 30x30

Carico limite del terreno **1.2 daN/cm²** (calcolato secondo approccio 2 delle NTC)

Sul singolo plinto abbiamo:

Solai (x2)	$N_{slu} = 2 \times (1080 \times 2.5^2) =$	13500 daN
Pilastro	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 3.05 \times 0.3 \times 0.5 =$	1487 daN
Travi concorrenti	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 4 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.4 =$	3900 daN
Tamponamento	$N_{slu} = 0.9 \times 448 \times 2 \times 2.5 \times 2.7 =$	5443 daN
Cordoli di collegamento	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2 \times 2.5 \times 0.3^2 =$	1463 daN
Tot. Plinto	$N_d = 13500 + 1487 + 3900 + 5443 + 1463 =$	25793 daN

Con tensione limite pari a 1.2 daN/cm² si ha:

Area plinto	$A = 25793 / 1.2 =$	21494 cm ²
Lato plinto quadrato	$L = \text{radq}(21494) =$	147 cm

Ci serve un plinto di 150x150. Lo realizziamo alto 35cm e lo armiamo con una doppia staffatura quadra di 1diam.12/20cm. Verifichiamo l'armatura con il momento di incastro valutato per la tensione massima:

$$M_d = (1.2 \times L \times L / 2) \times L / 4 = 1.2 \times 150 \times 150 / 2 \times 150 / 4 = 506250 \text{ daNcm (5063 daNm)}$$

Con:

$$A_f = 8 \times 1.13 = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = 3900 \text{ daN/cm}^2 \quad (4500 / 1.15)$$

$$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm} \quad (\text{copriferro } 3 \text{ cm})$$

$$M_{rd} = A_f \cdot f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d = 9.04 \times 3900 \times 0.9 \times 32 = 1015373 \text{ daNcm} \quad (10154 \text{ daNm})$$

Si ha: $M_d < M_{rd}$ (verifica soddisfatta)

DIMENSIONAMENTO DI UNA TRAVE ROVESCIA

Carico limite del terreno 0.9 daN/cm^2 (calcolato secondo approccio 2 delle NTC)

Per il medesimo fabbricato in questo caso si ha:

Solai (x2)	$N_{slu} = 2 \times (1080 \times 2.5^2) =$	13500 daN
Pilastro	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 3.05 \times 0.3 \times 0.5 =$	1487 daN
Travi concorrenti	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.4 =$	1950 daN
Tamponamento	$N_{slu} = 0.9 \times 448 \times 2.7 \times 2 \times 2.5 =$	5443 daN
Costole fond. 30x45	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.45 =$	2194 daN

$$\text{Tot. } \frac{1}{4} \text{ fond} \quad N_d = 13500 + 1487 + 1950 + 5443 + 2194 = 24574 \text{ daN}$$

Trascuriamo il fatto che due travi di fondazione, sulle quali insiste direttamente il solaio, risultano più caricate di quelle ortogonali e facciamo una prima valutazione della base della trave rovescia in termini complessivi.

Devo avere:

$$\text{Pressione di calcolo} \Rightarrow N_d / (B \times 2 \times 250 \text{ cm}) \leq 0.9 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Quindi} \Rightarrow B = N_d / (2 \times 250 \times 0.9)$$

$$B = 24574 / (2 \times 250 \times 0.9)$$

$$\mathbf{B = 55 \text{ cm}}$$

Se aumentiamo questa larghezza del 30% (incidenza di una quota di solaio rispetto al totale ovvero 6750/Nd) per tenere conto del maggiore impegno di una coppia di travi rispetto all'altra si ha una larghezza pari a circa **70cm - 80 cm**, dimensione ragionevole per un manufatto come questo. Teniamo presente che in prima approssimazione, in questo calcolo, abbiamo trascurato del tutto la suola della trave rovescia di cui non conoscevamo la larghezza. Potremmo fare a questo punto un calcolo di verifica assumendo una larghezza pari a 80cm.

Supponiamo di avere una trave rovescia con altezza pari a 80cm e di aver scelto una base di 80cm. Dimensioniamo l'armatura.

Dobbiamo conoscere il momento di calcolo sulla trave. La trave si comporta in modo intermedio tra una trave semplicemente appoggiata alle estremità e una trave doppiamente incastrata alle estremità. Per una siffatta trave il momento in mezzzeria sarebbe la media tra $pl^2/8$ e $pl^2/24$, ovvero $pl^2/12$. In via cautelativa possiamo assumere $pl^2/10$ mettendoci in una condizione più vicina allo schema di semplice appoggio.

Nel nostro caso:

$$p = 0.9 \times 80 \times 100 = 7200 \text{ daN/m}$$

Il momento di calcolo sarà:

$$M_d = 7200 \times 5^2 / 10 = 18000 \text{ daNm}$$

Da cui, con $d=80-3=77\text{cm}$, si ottiene un'area di ferro in zona tesa pari a:

$$A_{fd} = M_d / (f_{yd} * 0.9 * d) = 1800000 / (3900 * 0.9 * 77) = 6.7 \text{ cm}^2$$

Se utilizzo il diam.16mm non bastano 3 ferri ce ne vogliono 4. La norma inoltre, sulle travi, mi chiede una percentuale in zona tesa almeno pari allo 0.3% ovvero 7.2cm^2 di armatura, quindi vanno bene 4 ferri diam.16 (8.04 cm^2). L'altezza di 80cm, inoltre, risponde al requisito di avere un'inerzia pari a 4 volte la somma delle inerzie delle travi in elevazione e quindi può essere considerata un'altezza adeguata. Disponiamo a taglio staffe diam.8/20 (armatura corrente di norma).

PLATEA

Carico limite del terreno 0.6 daN/cm^2 (calcolato secondo approccio 2 delle NTC)

Platea $5.60 \times 5.60 \text{ m}$ - spessore 35 cm

Nervature 30×45

In questo caso quello che andiamo a fare è semplicemente un calcolo di verifica perché le dimensioni della platea le conosciamo già. Questa sarà di 5×5 più una suola perimetrale di 30 cm che, quando possibile, è sempre bene mettere per evitare di avere picchi di pressione sul perimetro. Le dimensioni saranno pertanto di 5.6×5.6 . Conserviamo la medesima impostazione dei calcoli eseguiti più sopra riferendoci a $\frac{1}{4}$ di manufatto e verifichiamo la pressione sull'imposta.

Per il medesimo fabbricato si ha:

Solai (x2)	$N_{slu} = 2 \times (1080 \times 2.5^2) =$	13500 daN
Pilastro	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 3.05 \times 0.3 \times 0.5 =$	1487 daN
Travi concorrenti	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.4 =$	1950 daN
Tamponamenti	$N_{slu} = 0.9 \times 448 \times 2 \times 2.5 \times 2.7 =$	5443 daN
Costole fond. 30×45	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.45 =$	2194 daN
Platea	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2.8^2 \times 0.35 =$	8918 daN
Tot. $\frac{1}{4}$ fond	$N_d = 13500 + 1487 + 1950 + 5443 + 2194 + 8918 =$	33492 daN

Devo avere:

$$\text{Pressione media di calcolo} \Rightarrow N_d / 280^2 = 33492 / 280^2 = 0.43 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{E in effetti risulta: } 0.43 \text{ daN/cm}^2 < 0.6 \text{ daN/cm}^2$$

E' interessante estendere il calcolo al medesimo fabbricato ma con l'aggiunta di un piano in più.

In questo caso avremmo:

Solai (x3)	$N_{slu} = 3 \times (1080 \times 2.5^2) =$	20250 daN
Pilastro	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2 \times 3.05 \times 0.3 \times 0.5 =$	2974 daN
Travi concorrenti	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 4 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.4 =$	3900 daN
Tamponamenti	$N_{slu} = 0.9 \times 448 \times 4 \times 2.5 \times 2.7 =$	10886 daN
Costole fond. 30×45	$N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.45 =$	2194 daN

$$\text{Platea} \quad N_{slu} = 1.3 \times 2500 \times 2.8^2 \times 0.35 = 8918 \text{ daN}$$

$$\text{Tot. } \frac{1}{4} \text{ fond} \quad N_d = 20250 + 2974 + 3900 + 10886 + 2194 + 8918 = 49122 \text{ daN}$$

Da cui si ottiene:

$$\text{Pressione media di calcolo} \Rightarrow N_d / 280^2 = 49122 / 280^2 = 0.63 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{E in effetti risulta:} \quad 0.63 \text{ daN/cm}^2 > 0.6 \text{ daN/cm}^2$$

Ovvero già aumentando di un piano l'altezza del nostro fabbricato in cui si incorre nel mancato rispetto della verifica. Inoltre nei casi in cui sia presente anche un cantinato (che per motivi legati alla presenza di acqua di falda si accompagna spesso alla platea) è immediato riscontrare che in fabbricati in cui di questa altezza (due piani fuori terra) la pressione allo SLU sul piano di fondazione si aggira intorno a **0.7 daN/cm²**.

Pertanto terreni che abbiano una pressione limite inferiore (pressione che leggiamo sulla relazione Geotecnica) ci dovrebbero già mettere in allerta per costruzioni tradizionali in cui di due piani fuori terra con cantinato (stesso discorso varrebbe per la muratura portante). Tali terreni richiederebbero soluzioni alternative come l'adozione di sistemi costruttivi più leggeri (acciaio o legno) o l'adozione di fondazioni profonde.

Terreni con queste caratteristiche meccaniche inoltre danno problemi anche nei confronti dei cedimenti assoluti e differenziali e richiedono sempre strutture di fondazione adeguatamente rigide come già richiamato più sopra.

Volendo ora fare un dimensionamento dell'armatura della platea bisogna tenere presente che essa funziona come una piastra ovvero come un sistema inflesso in due direzioni ortogonali. In questo caso la sollecitazione di flessione dipende dal valore della pressione agente sulla platea (uguale ed opposta a quella agente sul terreno) dalle dimensioni dei lati L_x ed L_y , dal rapporto dei due lati L_x/L_y e dalle condizioni di vincolo lungo il perimetro (incastro o appoggio). In letteratura l'argomento è ampiamente trattato e sono state definite delle tabelle che possono essere usate allo scopo. L'area di armatura da disporre in una direzione al lembo teso della platea, quando sia noto il momento di calcolo riferito alla fascia di 1m nella stessa direzione, è ottenibile con la stessa relazione richiamata più sopra per le travi.

In generale, nell'edilizia abitativa, le platee hanno spessori di partenza non inferiori a 30-35cm e armatura base costituita da una doppia maglia quadrata 20x20cm disposta sia al lembo superiore che inferiore con ferri di diam.12, copriferro 3cm. Nelle zone più sollecitate, tipicamente quelle poste sotto ai pilastri, tale armatura viene infittita con un'ulteriore maglia quadrata di uguale lato disposta al lembo inferiore (teso in questo caso) dello stesso diametro o maggiore (ad es.14mm) su un'area quadrata di circa 150cm di lato, centrata sul pilastro. In ogni caso quando i quantitativi di armatura diventano eccessivi, a causa di sollecitazioni elevate, si preferisce aumentare lo spessore della platea e ricondursi ad armature inferiori.

Facciamo ora alcune considerazioni sulla struttura in elevazione del nostro fabbricato.

Per le travi direttamente caricate dal solaio possiamo al solito assumere un momento di riferimento in mezzeria (intermedio tra quello di una trave doppiamente incastrata e doppiamente appoggiata ma tendente al doppio appoggio) pari a $pl^2/10$.

Nel nostro caso con una luce di 5m, campata unica di 5m e con i valori di carico riferiti più sopra il carico p è dato da:

Trave 30x40	$1.3 \times 2500 \times 0.3 \times 0.4 =$	390	daN/m
Solaio 5m	$1080 \times 2.5 =$	2700	daN/m
Tamponamento	$0.9 \times 448 \times 2.7 =$	1089	daN/m
Totale p	$390 + 2700 + 1089 =$	4179	daN/m

Si stima:

$$Md = 4179 \times 5^2 / 10 = 10447 \text{ daNm}$$

Da cui, con un'altezza della trave pari a 40cm e un copriferro di 3cm, si calcola un'area di armatura al lembo teso pari a:

$$A_{fd} = Md / (f_{yd} * 0.9 * d) = 1044700 / (3900 * 0.9 * 37) = 8.04 \text{ cm}^2$$

Tale armatura corrisponde a 4 ferri diam.16 (ovvero a $4 \times 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2$) da disporre in mezzeria al lembo inferiore. Sugli appoggi andremo a disporre un'armatura equivalente a quella del lembo

inferiore ma questa sarà composta da due ferri correnti del 16 ai vertici superiori della trave (detti reggistaffe ed estesi a tutta la lunghezza della trave) e da due spezzoni su ciascuna estremità con lunghezza pari a circa 1/5 della lunghezza della trave.

Si noti che un'armatura di 4 ferri del 16 non è eccessiva ma comincia a essere già discreta in caso di sovrapposizioni e potrebbe consigliare di adottare una trave 30x45.

Le staffe che si ottengono dai minimi di norma, su una trave emergente come questa e salvo sollecitazioni più elevate, sono staffe dell'8 a passo 10 nelle zone vicine agli appoggi (per una lunghezza pari all'altezza della trave) e ancora staffe 8 ma a passo 20 nella parte centrale. La staffatura di norma in zona sismica normalmente è tale che le verifiche a taglio nei casi correnti risultano sempre soddisfatte.

Nel caso di più campate di seguito il momento di riferimento sulle travi potrà essere preso pari a $pl^2/12$.

Nell'armare le travi nel caso di sovrapposizioni d'armatura si sovrappongono i ferri superiori in mezzera per 20diam. e quelli inferiori vicino agli appoggi ma fuori dalla zona critica (a una distanza dal filo del pilastro pari all'altezza della trave) per 40diam.

Per quanto riguarda i pilastri il calcolo di massima è più complesso perché si tratta di una sollecitazione di pressoflessione deviata. Si tenga però presente che in zona sismica e in costruzioni di due o tre piani le loro dimensioni e l'armatura da inserire sono condizionate essenzialmente dalla gerarchia delle resistenze. Ovvero è necessario garantire, a prescindere dalle sollecitazioni derivanti dal calcolo, una maggiore resistenza dei pilastri rispetto alle travi.

Questo fa sì che pilastri 30x50 armati con 3+3 ferri diam.18 in molti casi correnti siano sovradimensionati alla luce delle sollecitazioni di calcolo. Tuttavia tale sezione e armatura, a meno di costruzioni di un piano dove viene meno la suddetta gerarchia delle resistenze, attualmente costituisce la sezione minima di partenza (a sostituire il classico 30x30 usato in precedenza).

Anche sui pilastri le staffe (con diametro 8mm) sono più fitte alle estremità con passo di 10cm e più rade nella parte intermedia con passo di 15cm. Le staffe del pilastro devono essere inserite, sui nodi del telaio, anche all'interno dell'altezza della trave per confinare il nodo. I ferri longitudinali intermedi (cioè quelli che non si trovano ai 4 vertici delle staffe) vanno legati tra loro in zona critica con spille trasversali osservando le limitazioni di norma.

MURATURA ORDINARIA: CENNI QUALITATIVI

La muratura è un sistema composto da elementi resistenti variabili per dimensioni e materiali uniti dalla malta che consente un'uniforme trasmissione delle forze di compressione e taglio tra gli elementi stessi. Nelle murature ordinarie gli elementi resistenti più comunemente usati sono blocchi di laterizio con percentuale di foratura che in zona sismica non può superare il 45% (semipieni di laterizio). Si noti che la normativa vigente non vincola all'uso di elementi resistenti artificiali ma prevede anche l'uso di blocchi di materiali più tradizionali come la pietra.

La norma fissa anche una classificazione delle malte che possono avere differente composizione e resistenza. Attraverso la definizione delle proprietà degli elementi e della malta utilizzata, si determina la resistenza della muratura risultante.

In questo sistema costruttivo la funzione delle murature è duplice, ovvero strutturale e di divisione interna ed esterna, pertanto non abbiamo la stessa libertà distributiva che abbiamo nelle strutture a telaio.

Il primo aspetto da tenere in conto, soprattutto in zona sismica, è la necessità di garantire una trasmissione continua e regolare delle forze di compressione dalla copertura alla fondazione. Le norme pertanto (ma aggiungerei anche la tradizione e la buona regola dell'arte) consigliano "caldamente" di evitare l'uso di murature "in falso". Sono da ritenersi in falso tutte le murature portanti che ai piani superiori non corrispondono verticalmente a murature portanti anche ai piani inferiori, ovvero quelle che poggiano su strutture secondarie in ca o altro.

Per lo stesso motivo dovranno essere in generale allineate tutte le aperture praticate sui prospetti del fabbricato in modo che sia fatta salva la continuità verticale dei maschi murari posti tra le aperture. Tale continuità andrebbe estesa anche alle aperture interne (vani di passaggio o porte) praticate sulle murature di spina del fabbricato.

Sempre in zona sismica la norma prevede "tassativamente" che in corrispondenza degli incroci d'angolo tra due pareti perimetrali siano lasciate zone di parete muraria **non inferiore a 1m** compreso lo spessore del muro trasversale. Questo comporta che le finestre debbano avere distanza dagli angoli non inferiore a 1m (attualmente tale regola si assume anche per nuove aperture su fabbricati esistenti).

I solai, in una struttura in muratura, oltre ad avere la funzione di piani calpestabili, hanno anche la funzione essenziale di ripartire i carichi orizzontali, dovuti al vento e al sisma, tra le murature resistenti. Normalmente, nell'edilizia tradizionale, tali solai sono realizzati in laterocemento ma

sono possibili un gran numero di altre soluzioni. A un solaio si chiede, in ogni caso, che esso abbia una buona rigidezza di piano, pertanto è sempre da prevedere la realizzazione di una soletta armata in ca di almeno 5cm con rete elettrosaldata almeno diam.6 maglia 20x20. Nei casi in cui il solaio sia previsto in legno tale soletta sarà comunque realizzata e resa solidale all'orditura principale a mezzo connettori avvitati sull'estradosso delle travi.

In corrispondenza delle murature, lungo il perimetro del solaio, è previsto l'inserimento di un cordolo in ca di altezza minima pari a quella del solaio debitamente armato (non meno di 4 ferri di diam.16 e staffe almeno diam.6 passo non superiore a 25cm) con arretramento massimo dal filo del muro esterno di 6cm (utile per la correzione dei ponti termici).

Anche gli spessori murari sono soggetti a limitazioni normative. In generale in zona sismica e per muratura ordinaria non è possibile adottare spessori inferiori a 24cm e la snellezza delle pareti (data dall'altezza del pannello murario h divisa per il suo spessore t) non deve mai essere superiore a 12. Ad esempio con un'altezza netta interna di 270cm, considerando un massetto e un pavimento complessivamente di 15cm, lo spessore murario non deve essere inferiore a $(270+15)/12=23.75$ cm. Per interpiani di questo tipo, pertanto, lo spessore minimo è di 24cm. Per interpiani maggiori lo spessore cresce.

Tali regole di base possono essere percepite come molto vincolanti dal progettista architettonico. Tuttavia se la volontà è quella di adottare forme più libere e diverse, la muratura, come sistema costruttivo, semplicemente non fa al caso nostro. L'uso di travi e pilastri in ca in elevazione, all'interno delle strutture murarie, va fatto con molto criterio poiché in caso di terremoto le forze sismiche sono assorbite dai setti murari che da soli svolgono una funzione di controventamento. E' sempre possibile invece la realizzazione di cantinati interrati con muri perimetrali e di spina in ca. Anche in questo caso alle murature in elevazione dovranno corrispondere alla base altrettanti setti in ca.

La muratura offre in generale il vantaggio di avere una minore presenza di ponti termici lungo le superfici di scambio (per l'assenza dei pilastri e delle travi più grandi dei cordoli) e la sua posa in opera richiede personale meno qualificato di quello necessario per soluzioni a telaio in cemento armato o in acciaio.

DIMENSIONAMENTO DI UNA TRAVE IN LEGNO

Vediamo ora come si può affrontare il predimensionamento “alle tensioni” di una trave in legno semplicemente inflessa. Si precisa che, secondo la normativa vigente, il calcolo va condotto agli stati limite ultimi con le procedure previste secondo le istruzioni del CNR recepite dalle nuove NTC. Il procedimento qui proposto ha validità solo nell’ambito di un primo dimensionamento e va formalizzato con calcoli più accurati.

Supponiamo di avere a che fare con un solaio in travi travicelli e mezzane. Partiamo dall’analisi dei carichi:

Pavimentazione e massetto impianti		150	daN/mq
Tramezzatura		120	daN/mq
Caldana in cls armato 4cm	$0.04 \times 2500 =$	100	daN/mq
Scempiato di mezzane	$0.03 \times 1800 =$	54	daN/mq
Travicelli 8x8-int.30cm	$0.08^2 \times 600 / 0.3 =$	13	daN/mq
Peso proprio trave (24x24-int.150cm)	$0.24^2 \times 600 / 1.5 =$	23	daN/mq
Totale permanenti		460	daN/mq
Sovraccarico accidentale		200	daN/mq

Si noti che è stato preso in conto, in termini di massima, anche il peso proprio dell’orditura principale ipotizzando una sezione 24x24 con interasse 150cm (valore di interasse che normalmente, in relazione alla resistenza dei travicelli 8x8 è bene non superare).

La tensione limite a flessione che possiamo prendere a riferimento per questo predimensionamento è di 100 daN/cm^2 . Tuttavia, se vogliamo essere garantiti anche nei confronti della deformabilità del solaio, è bene non andare oltre **80 daN/cm^2** . Si tenga presente infatti che, nel caso del legno, i limiti imposti dalla deformabilità sono anche più stringenti rispetto a quelli imposti dalla resistenza e soprattutto nei solai di calpestio va garantita una certa rigidezza di insieme per il comfort degli occupanti.

Le condizioni di vincolo alle estremità della trave sono di semplice appoggio (e questo sia che la trave sia murata, sia che vengano utilizzate selle in acciaio o dispositivi a piastra a scomparsa).

Scriviamo subito le relazioni principali di riferimento:

$$\text{Momento massimo in mezzeria:} \quad \mathbf{Mm=} \quad \mathbf{p \cdot l^2 / 8} \quad \mathbf{(1)}$$

$$\text{Tensione massima:} \quad \mathbf{\sigma=} \quad \mathbf{Mm / c \cdot W} \quad \mathbf{(2)}$$

$$\text{Modulo di resistenza:} \quad \mathbf{W=} \quad \mathbf{b \cdot h^2 / 6} \quad \mathbf{(3)}$$

Dove si ha:

p	carico per unità di lunghezza
l	luce tra gli appoggi della trave (pari alla luce netta x 1.05)
Mm	Momento in mezzeria
c	Coefficiente di riduzione (non inferiore a 0.8, si assuma qui pari a 0.9)
W	Modulo di resistenza della sezione rettangolare
b	Base della sezione rettangolare
h	Altezza della sezione rettangolare

Partiamo dalla determinazione del momento massimo e fissiamo p ed l. Il carico p viene calcolato semplicemente facendo riferimento alla somma dei permanenti e dei sovraccarichi. Si ha:

Interasse delle travi di solaio	1.4 m
Carico lineare p	$p = 1.4 \times (460 + 200) = 924 \text{ daN/m}$
Luce tra gli appoggi l	$1.05 \times 4.50 = 4.725 \text{ m}$
Momento massimo in mezzeria:	$M_{max} = 924 \times 4.725^2 / 8 = 2579 \text{ daNm}$

A questo punto possiamo determinare la sezione della trave con un semplice calcolo di progetto. La trave potrà essere di forma quadrata, come spesso accade per quelle realizzate in legno massiccio, o rettangolare, più frequente per le travi in legno lamellare. Supponiamo sia quadrata.

In questo caso si ha modulo di resistenza $W = L^3 / 6$ dove L è il lato della trave.

Pertanto con riferimento alla (2) e alla tensione limite di 80 daN/cm^2 possiamo scrivere:

$$Mm / c \cdot W = (6 \cdot Mm) / (c \cdot L^3) = 80 \text{ daN/cm}^2$$

Da cui isolando L, nel caso di sezione quadrata, si ha:

$$L = \sqrt[3]{(6 \times 257900 / (0.9 \times 80))} = 28 \text{ cm}$$

Nel caso di sezione rettangolare, fissata ad esempio la base $b=20\text{cm}$, si ha:

$$Mm/c*W = (6*Mm)/(c*b*h^2) = 80\text{daN/cm}^2$$

Da cui isolando h , nota la base b , si ha:

$$h = \text{rad}(6 \times 257900 / (0.9 \times 20 \times 80)) = 33\text{cm}$$

Concludendo nelle condizioni date avremo bisogno di una sezione quadrata di $28 \times 28\text{cm}$ o di una sezione rettangolare di $20 \times 33\text{cm}$ (il calcolo può essere ripetuto per diverse dimensioni della base).

Il dimensionamento così ottenuto non differisce di molto da quello ottenibile con i procedimenti della nuova normativa e può essere considerato più che soddisfacente per prevedere con una ragionevole cura di quale sezione avremo bisogno.

