



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CASERTA

Progettazione sismica e sicurezza di edifici in cemento armato nuovi ed esistenti

STATI GENERALI
DEL CEMENTO ARMATO







PROF. ING. MARIA ROSARIA PECCE

La sicurezza degli edifici esistenti in cemento armato: indicazioni normative

STATI GENERALI DEL CEMENTO ARMATO

Progettazione sismica e sicurezza di edifici in cemento armato nuovi ed esistenti

VENERDÌ 6 MAGGIO 2022 SED - CASERTA, SALA 1



La sicurezza degli edifici esistenti in c.a.: indicazioni normative

Maria Rosaria Pecce Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura Università di Napoli Federico II







LA SICUREZZA STRUTTURALE

Concetto molto complesso

Non misurabile con un numero

Il livello di sicurezza che si attribuisce ad una struttura con il progetto cambia nel tempo sulla base del progresso delle conoscenze e delle risorse economiche

Il livello cambia durante la vita della costruzione E' un concetto relativo.

NTC2018: La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di Circolare: In generale, la valutazione della sicurezza consiste nell'identificazione delle criticità nei confronti delle azioni considerate, sia non sismiche, come pesi propri, sovraccarichi e azioni climatiche, sia sismiche. Le modalità di valutazione della sicurezza dipendono dalle caratteristiche dell'edificio e dalle eventuali criticità presenti.

progetto.

Finalmente una casa sicura













APPROCCIO PROBABILISTICO ALL'ANALISI DELLA SICUREZZA

III LIVELLO

«R»: RESISTENZA DELLA STRUTTURA (capacita')

«S»: SOLLECITAZIONE ESTERNA (domanda)

Richiede una la funzione densità di probabilità congiunta delle due variabili aleatorie Sollecitazioni e Resistenza, che ci fornisce la probabilità di crisi.

La procedura si presenta molto complessa ed inapplicabile nella pratica professionale

Azioni

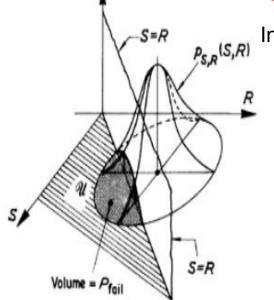
Devo avere osservato il fenomeno e misurato ogni quanto si verifica Devo individuare una legge con cui si verifica Devo stabilire quale probabilità che si verifichi accettare Devo stabilire con quale margine voglio stare lontano dall'evento





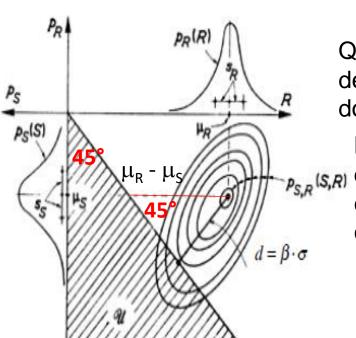
Infatti si deve determinare la *probabilità di crisi*

$$P_{F} = \iint_{[S \ge R]} P_{S,R}(S,R) dS dR = \int_{0}^{\infty} dS \int_{0}^{S} P_{S,R}(S,R) dR$$



La parola <u>crisi</u> viene usata in senso generale, <u>non</u> <u>indica il crollo fisico</u> della struttura ma semplicemente uno stato in cui non è più soddisfatto un requisito della struttura

APPROCCIO PROBABILISTICO ALL'ANALISI DELLA SICUREZZA



dominio

di crisi

II IVELLO

Questo metodo richiede il calcolo dei valori medi μ e delle deviazioni standard s della **R**esistenza e della domanda **S**ollecitazione.

Noti i valori medi di R e di S, si può calcolare la distanza tra la cresta della funzione di probabilità congiunta e il confine del dominio di crisi (semiretta critica), pari a:

$$d = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{2}} = \frac{\overline{R} - \overline{S}}{\sqrt{2}}$$

$$\sigma = \sqrt{s_R^2 + s_S^2} :$$

Il rapporto tra $d \in \sigma$ definisce l'*indice di affidabilità* β . Esso misura, in unità di deviazioni standard, la distanza tra la cresta della funzione di probabilità congiunta e la semiretta critica. Maggiore è β , minore risulta P_F , rappresenta la distanza dalla crisi

S=R (confine della crisi)

			<u>.</u>	Sta	to limite	ultimo ed	ifici nuov
Pr Pr	10-1	10-2	10-3	10-4	10-5	10-6	10.7
β	1.3	2.3	3.1	3.7	4.2	4.7	5.2

IL LIVELLO DI AFFIDABILITÀ PER LE STRUTTURE ESISTENTI SI RIDUCE RISPETTO AL CASO DI STRUTTURE NUOVE

Valori utilizzabili per gli indici di affidabilità ottenuti attraverso Norma EN 1990 la procedura di ottimizzazione economica per strutture esistenti allo Stato Limite Ultimo.

Livello di affidabilità per il miglioramento

Consequence class	$eta_{\sf up}$	βο
CCI	3.3 - 0.5 = 2.8	3.3 - 1.5 = 1.8
CC2	3.8 - 0.5 = 3.3	3.8 - 1.5 = 2.3
CC3	4.3 - 0.5 = 3.8	4.3 - 1.5 = 2.8

Si raccomanda di valutare prima la struttura rispetto all'indice di affidabilità β_0 e poi di procedere al miglioramento con il valore β_{up} se necessario.

Livello di affidabilità minimo al di sotto del quale la struttura andrebbe migliorata

Tabella tratta dall' «Eurocodice 0»

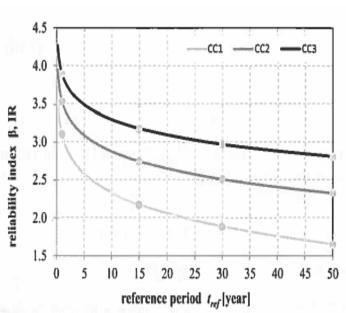
Classe di conseguenza	Descrizione	Esempi
CC3	Conseguenze elevate per la perdita di vite umane, o economica, sociale o conseguenze ambientali molto grandi	Tribune, edifici pubblici dove le conseguenze del collasso sono alte (sale concerto)
CC2	Conseguenze medie per la perdita di vite umane, o economica, sociale o conseguenze ambientali considerevoli	Edifici residenziali ed uffici, pubblici edifici dove le conseguenze del collasso sono di medie dimensioni (ad esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per la perdita di vite umane, o economica, sociale o conseguenze ambientali piccole o trascurabili	Edifici agricoli dove le persone normalmente non entrano (ad es. magazzini), serre

LA VALUTAZIONE DELL'AFFIDABILITÀ PER STRUTTURE ESISTENTI DIFFERISCE DA QUELLE NUOVE PER DIVERSI ASPETTI:

- Livelli di affidabilità di riferimento maggiori comportano incrementi maggiori dei costi per le strutture esistenti rispetto a quelle nuove.
- ❖ La vita utile residua delle strutture esistenti è di solito minore rispetto alla vita utile di progetto di 50-100 anni assunta per le strutture nuove.
- ❖ Per la valutazione delle strutture esistenti potrebbero essere disponibili informazioni sulle condizioni strutturali effettive (report ispettivi; prove e misure in sito).

POSSIBILITÀ DI SPECIFICARE LIVELLI DI AFFIDABILITÀ DIFFERENTI

CONSIDERAZIONI LEGATE AD ASPETTI ECONOMICI CONSIDERAZIONI LEGATE ALLA SICUREZZA DELLE PERSONE



CONSIDERAZIONI LEGATE AD ASPETTI ECONOMICI

Metodologia basata sull'ottimizzazione del costo totale:

minimizzare la somma dei costi dell'edificio (costruzione **C**build o miglioramento **C**upgrade) e dei costi legati alle perdite attese (prodotto della probabilità di rottura **P**f e dei costi totali diretti e indiretti **D**)

STRUTTURE NUOVE STRUTTURE ESISTENTI Costi legati alle costs costs perdite attese Costo per il Costo di miglioramento C_{build} costruzione upgrade Bnew human safety human safety

IL LIVELLO DI AFFIDABILITÀ PER LE STRUTTURE ESISTENTI SI RIDUCE RISPETTO AL CASO DI STRUTTURE NUOVE

NTC2018 2.1 Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

Il minimo costo si potrebbe verificare per un livello di sicurezza più basso del nuovo

APPROCCIO PROBABILISTICO ALL'ANALISI DELLA SICUREZZA

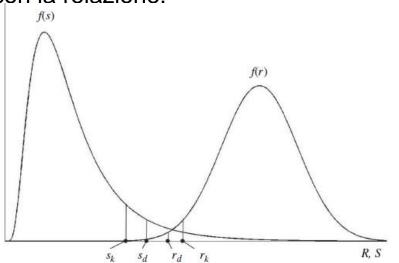
I LIVELLO – metodo dei coefficienti parziali – facilmente applicabile

Le variabili aleatorie R (resistenze) ed S (sollecitazioni) non sono rappresentate attraverso la loro funzione di densità di probabilità congiunta, ma attraverso i loro valori caratteristici R_k ed S_k . Questi ultimi coincidono con i frattili inferiore e superiore di ordine 5% rispettivamente di R e di S.

Le incertezze sono tenute in conto mediante i coefficienti parziali di sicurezza delle resistenze dei materiali (γ_M) e dei carichi (γ_F). Secondo questo metodo, la verifica nei riguardi di uno stato limite si effettua con la relazione:

$$R_d \ge S_d$$
 $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$ $S_d = (\gamma_F)S_k$

Nei valori caratteristici e nei fattori γ è nascosto l'indice di affidabilità cioè la distanza dalla crisi



dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto delle resistenze dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

ed S_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni combinate e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA dipendono da molti aspetti e possono cambiare in base al progresso delle tecniche e delle conoscenze

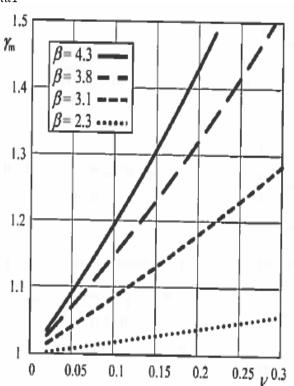
$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m$$

 γ_{Rd1} : tiene conto delle incertezze di modello

 γ_{Rd2} : tiene conto delle incertezze geometriche

 γ_m : tiene conto della variabilità dei materiali

 γ_{Rd1} =1.10 resistenza del calcestruzzo γ_{Rd1} =1.025 resistenza delle armature



 γ_{Rd2} =1.10 calcestruzzo γ_{Rd2} =1.05 barre di armatura

Se sono disponibili misurazioni significative per una – struttura esistente, che indicano una variabilità trascurabile, è possibile assumere γ_{Rd2} =1.00

V_M = coefficiente di variazione (deviazione standard/media) misura la dispersione del dato rispetto alla media: varianza/media

Nel coefficiente γ dei materiali ci sono tutte le incertezze relative alla valutazione della resistenza di un elemento realizzato con quel materiale, non solo le incertezze sulla resistenza del materiale

AFFIDABILITÀ BASATA SULLA DERIVAZIONE DEI FATTORI PARZIALI

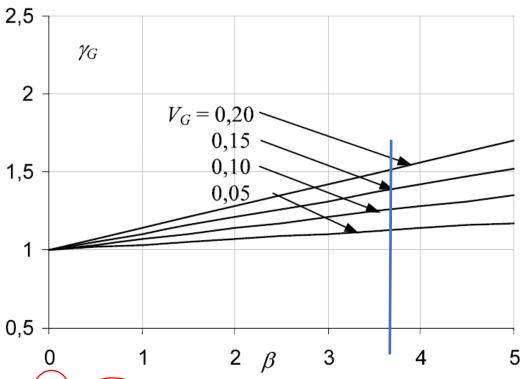
Le azioni saranno trattate nell' Eurocodice 0

<u>FATTORE PARZIALE DI SICUREZZA DELLE AZIONI PERMANENTI</u>

$$\gamma_G = \gamma_{Ed,G} \cdot \gamma_g$$

 $\gamma_{Ed,G}$ tiene conto delle incertezze del modello nella stima dell'effetto del carico dal modello di carico

 γ_g tiene conto della variabilità delle azioni permanenti e delle incertezze relative alla modellazione delle stesse



 $\gamma_{Ed,G} = 1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_{G}$ Cambia molto in funzione del coefficiente di variazione indice di affidabilità

C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle **azioni non sismiche**, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio combinate per gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti nel § 2.5.3 delle NTC (eventualmente ridotte in accordo con quanto specificato al § 8.5.5 delle NTC), e necessario adottare gli opportuni provvedimenti, quali ad esempio limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza, che consentano l'uso della costruzione con i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC. Gli interventi da effettuare per eliminare le vulnerabilita piu importanti possono anche essere parziali e/o temporanei, in attesa di essere completati nel corso di successivi interventi piu ampi, atti a migliorare/adeguare complessivamente la costruzione e/o parti di essa.

8.5.5. **AZIONI**

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

Come si stabilisce il valore di γ G ? Si può assumere anche 1 ? Dipende dal caso in esame e dai dati disponibili

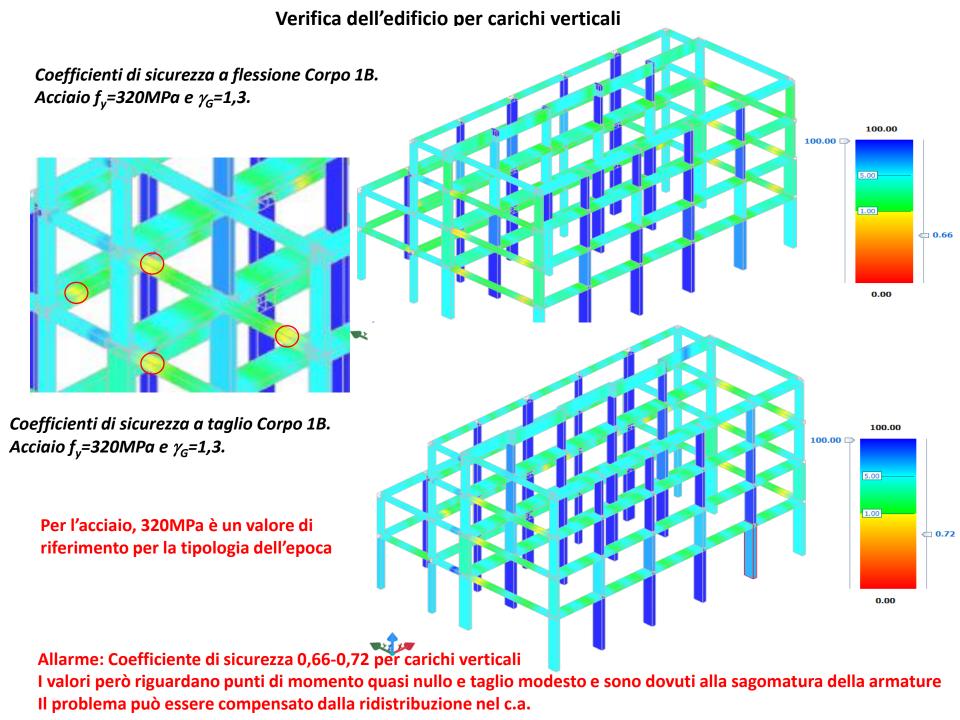
Valutazione della sicurezza

Un altissimo numero di edifici esistenti, e tra questi certamente la maggioranza di quelli meno recenti e realizzati in assenza di Norme Tecniche, ha livelli di sicurezza inferiori a quelli richiesti per gli edifici nuovi; ciò nonostante ne è consentito l'uso. Molte costruzioni, d'altro canto, pur non essendo state edificate secondo le Norme Tecniche attualmente in vigore, rispecchiano i dettami della regola d'arte e risultano realizzate rispettando canoni o buone prassi costruttive (ad esempio inserendo tiranti/catene, cantonali ben ammorsati, contrafforti murari, archi di contrasto, ecc.) la cui identificazione può portare a considerazioni utili per la valutazione di sicurezza e per la progettazione del consolidamento.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). L'azione sismica da adottare come parametro di confronto per la definizione di ζ_E è, di norma, l'accelerazione al suolo a_g S.
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

verifica per carichi verticali



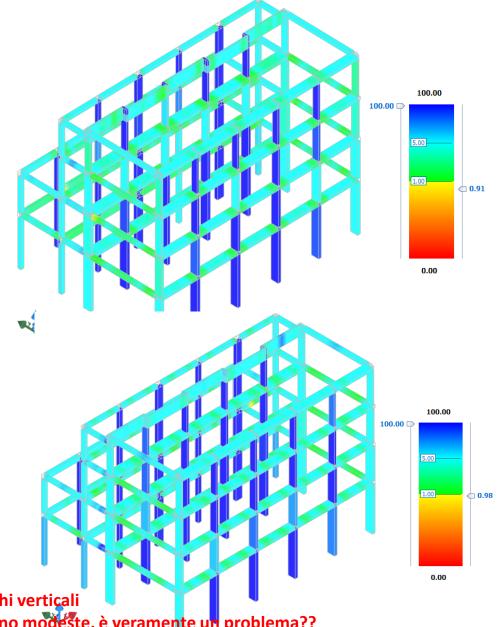
Verifica dell'edificio per carichi verticali

Coefficienti di sicurezza a flessione Corpo 1B. Acciaio f_v =383.7MPa e γ_G =1,1.

Per l'acciaio 383,7MPa è il valore medio che risulta dalle prove. In questo caso il livello di conoscenza LC1 introduce anche FC=1,35, che penalizza molto il materiale

Coefficienti di sicurezza a taglio Corpo 1B. Acciaio f_v =383.7MPa e γ_G =1,1.

 γ_G si riduce da 1,3 ad 1,1 per tenere conto dei rilievi nella determinazione dei pesi propri.



Allarme: Coefficiente di sicurezza 0,91-0,98 per carichi verticali

Ma sono sempre nelle zone in cui le sollecitazioni sono modeste, è veramente un problema??

Sicuramente c'è una possibilità di ridistribuzione per fessurazione

Eurocodice 2 (edifici in c.a. in generale, non sismica)

Sarà introdotto un nuovo annesso nella nuova versione dell'Eurocodice 2, ancora in revisione

Annex I

(informative)

Assessment of Existing Structures

L'annesso è proposto come informativo perché si ritiene che non ci sia una maturazione dell'argomento sufficiente per considerarlo normativo

qualche premessa interessante ...

- (1) All clauses of this Eurocode are generally applicable to the assessment of existing concrete structures, unless substituted by the provisions given in Annex I.
- (2) Annex I does not provide predictive methods for estimating deterioration rates associated with the various deterioration mechanisms for concrete structures. These should be undertaken using methods specified by the relevant authority or, where not specified, as agreed for a specific assessment by the relevant parties.

...

- (4) The following assumptions apply for the assessment of existing concrete structures:
- Reasonable skill and care appropriate to the circumstances is exercised in the assessment, based on the knowledge and good practice generally available at the time the structure is assessed.
- The assessment of the structure is made by appropriately qualified and experienced personnel.
- (1) Si possono applicare tutte le regole relative agli edifici nuovi tranne quelle sostituite in questo Annesso I
- (2) Non si fornisco indicazioni per predire l'evoluzione dei fenomeni di degrado, per farlo si devono usare metodi forniti da enti o parti in causa di rilievo.
- (3) ...
- (4) Si devono applicare le seguenti assunzioni:
- Durante il processo di verifica si devono applicare abilità e attenzione basate anche sulla conoscenza e buona pratica utilizzate all'epoca delle costruzione

Eurocode 2 - Annex I

I.4.1.2 Effects to be considered in the assessment of deteriorated structures

- (1) In case of concrete structures affected by deterioration, where applicable the assessment should take into account the following effects:
- reduced concrete section due to delamination and spalling;
- reduction of cross sectional area and ductility of the reinforcement;
- stress concentration due to localized corrosion (e.g. prestressing steel);
- stress corrosion (e.g. prestressing steel);
- reduced concrete-steel bond;
- loss of mechanical properties of concrete (e.g. sulphate attack, AAR and DEF, frost attack, leaching and acid attack);
- cracking or expansion of concrete (swelling due to AAR and DEF).

NOTE 1 The most common deterioration mechanisms which can affect concrete structures are:

- reinforcement corrosion;
- external sulphate attack;
- Alkali-Aggregate Reaction (AAR) and other expansive reactions (e.g. Delayed Ettrinaite Formation, DEF):
- frost attack;
- leaching and acid attack.





NOTE 2 Formulae given in this Eurocode can be invalid in case of deterioration (e.g. Young modulus of concrete in case of AAR, steel ductility in case of pitting corrosion).

NOTE 3 Pitting corrosion due to chlorides is often not accompanied by other types of corrosion and hence it can be hardly detected by visual inspection of the structural member surface.

NOTE 4 Some older quenched and tempered steel and bars can have a lower toughness and a higher risk for stress corrosion.

NOTE 5 The effect of corrosion influences also model uncertainties and, hence, the resistance models.

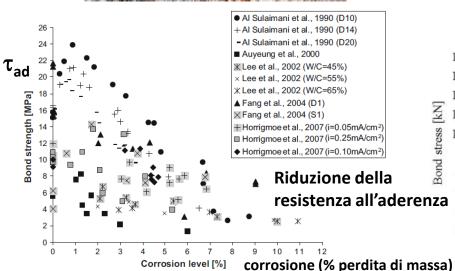
La corrosione dell'armatura è la maggiore causa di degrado

Fessurazione ed espulsione del copriferro con

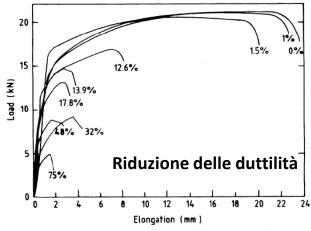


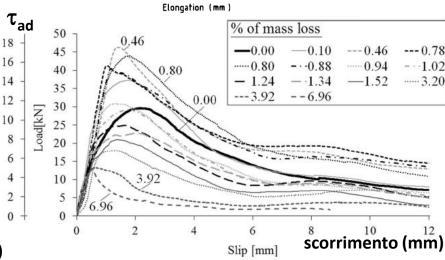
Riduzione delle sezione e quindi della resistenza









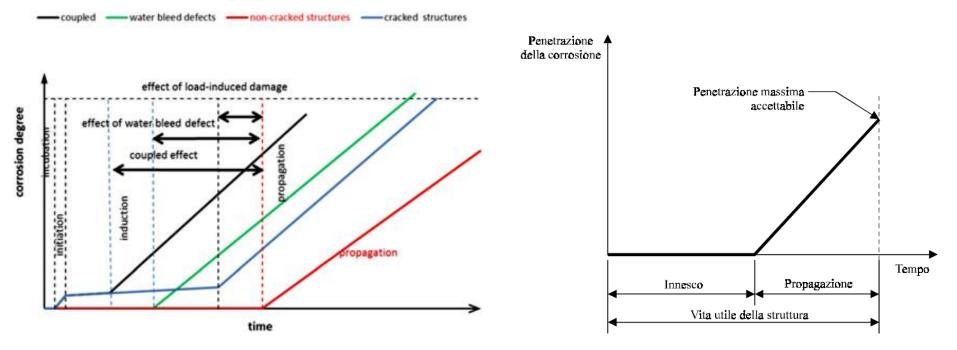


Attenzione: la verifica di un edificio esistente in cui c'è degrado non rimane invariata nel tempo

I fenomeni di degrado sono progressivi soprattutto se non si rimuove la causa del degrado La corrosione uniforme in condizioni passive è di circa 0.05 μm/anno (spessore)

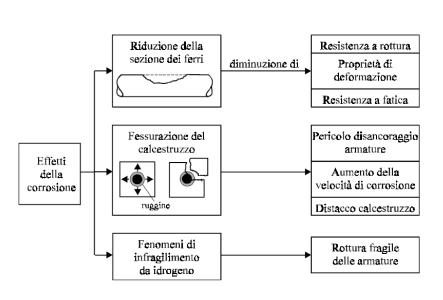
Se inizia la depassivazione delle barre si hanno due fasi : inizio e propagazione

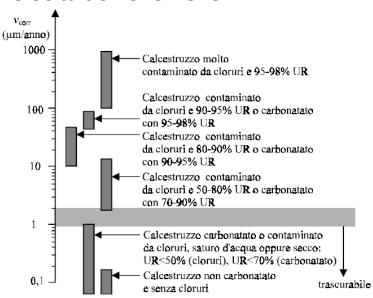
La propagazione avviene con diverse velocià secondo le condizioi ambientali



Pertanto è necessario fare interventi che rallentino/blocchino il fenomeno e riducano gli effetti ambientali

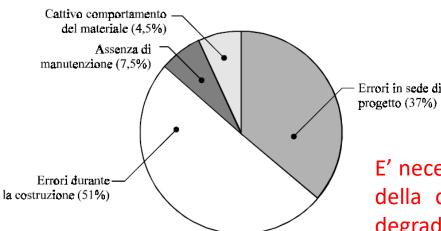
Gli effetti della corrosione e la velocità del fenomeno





La carbonatazione del calcestruzzo non riduce le proprietà del calcestruzzo ma cambia il PH e quindi agevola la corrosione. La velocità di carbonatazione aumenta con la porosità del calcestruzzo

$$CO_2 + Ca(OH)_2 \xrightarrow{H_2O, NaOH} CaCO_3 + H_2O$$



Nel gruppo di lavoro Europep gli esperti di corrosione hanno molto discusso e fatto proposte anche sull'evoluzione del fenomeno ma attualmente la proposta è di non inserire indicazioni quantitative.

E' necessario chiarire sempre al committente che l'analisi della costruzione esistente che presenta fenomeni di degrado ha validità limitata nel tempo

Nelle NTC2018 non si parla dei fattori parziali di sicurezza dei materiali La normativa si focalizza sui problemi di sismica e sul livello di conoscenza

Eurocode 2 – Annex I

I.4.2 Verification by the partial factor method

I.4.2.1 Partial factors for assessment Definizione dei fattori parziali

- (1) In the absence of tests made on the existing structures to assess the mechanical characteristics of materials, the partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) should be used for assessment.
- (2) If tests are made on the existing structure to assess the mechanical characteristics of materials, the partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) may be adjusted according to Annex A by using the actual mean values and coefficients of variation derived by tests, unless the coefficient of variation of

concrete core strength $V_{\text{fc,is}}$ is greater than $V_{\text{fc,is,lim}}$, in which case the partial factors for concrete should be adjusted according to Annex A by using the actual mean values and coefficients of variation derived by tests. The results of tests undertaken during the construction may also be used for this purpose. $V_{\text{fc,is,lim}}$ is a parameter which depends on the number of test results according to Table I.1(NDP).

NOTE 1 The values of $V_{\text{fc.is.lim}}$ given in Table I.1(NDP) apply unless a National Annex gives different values.

NOTE 2 Information from test results can be combined with prior information if available.

Valori del coefficiente di variazione con il numero di provini Table I.1 (NDP) — Values of $V_{\rm fc,is,lim}$ as function of the number of sample n

n	8	10	12	16	20	30	∞
$V_{ m fc,is,lim}$	0,13	0,15	0,17	0,20	0,21	0,23	0,29

Annex A

(normative)

Adjustment of partial factors for materials

Aggiustamento dei fattori parziali di sicurezza

A.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains information on the basis of the recommended partial factors for materials and provisions for adjustment of partial factors for materials for different reliability levels.

A.2 Scope and fields of application

(1) This Normative Annex applies to all clauses and annexes of this standard.

A.3 General

- (1) The partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) may be adjusted according to this Annex A if at least one of the conditions defined in Table A.1(NDP) applies.
- (3) If there is an evidence that the actual statistical data of at least one of following variables:
 - material strength,
 - dominant geometrical value or
 - model uncertainty

is more unfavourable than the values defined in Table A.2, the partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) shall be adapted according to (3).

Il metodo rimane quello semi-probabilistico e quindi bisogna ridefinire i fattori di sicurezza che non hanno relazione con i fattori di confidenza e con il livello di conoscenza

Variazione dei coefficienti parziali dei materiali in base alle informazioni

Table A.1a (NDP) — Values of adjusted material factors - General

	Condition for adjusted material factors		rsistent nsient de situation	esign	accidental design situations		
		γs	γc	γv	γs	ус	γv
a)	if the execution ensures that geometrical deviations	1,08	1,48	1,33	0,97	1,15	1,11
	of Tolerance Class 2 according to EN 13670 are fulfilled			ccording other cor			ed .
b)	if the calculation of design resistance is based on the	1,04	1,48	1,29	0,95	1,15	1,08
	value of the dominant geometrical data measured in the finished structure and the CoV of the measurement is not larger than the values given in (5)		according to (3) and (5) if also other conditions are fulfilled				
,		1,03	-	1,29	0,94	-	1,07
c)	if the calculation of design resistance is based on the design value of the effective depth according to (6)			ccording other cor			•d
d)	if the in-situ concrete strength in the finished structure is assessed according to EN 13791:2019, Clause 8	$\gamma_{\rm C}$ according to (7)					
e)	if the verification of the structure or of the member is conducted according to more refined methods ensuring reduced uncertainties of the resistance model.		bing the		ncertainti	es in Tab	ical values le A.2 are
f)	if the verification of the structure or of themember is conducted using non-linear analysis and the model uncertainty is considered separately according to F.4(1).	1,20	1,46	1,31 ^b	1,09	1,16	1,16 ^b
g)	if the target value for the reliability index β_{tgt} given in Table A.3 is modified in accordance with the relevant authority	γs and γc according to (3) with the statistical values in Table A.2					
h)	h) if it can be shown that the statistical data of either material strength ⁸ , dominant geometrical value or resistance model are more favourable (smaller coefficient of variation or larger bias factor) than the values given in Table A.2						
NO	TE 1 The values given in Table A.1(NDP) apply unless	the Nati	onal Anı	nex gives	different	values.	
a	If the partial safety factor is applied to the characteristic	c value c	f the ma	terial stre	ength, the	advanta	ge of a

- If the partial safety factor is applied to the characteristic value of the material strength, the advantage of a reduced coefficient of variation of the material strength is compensated by the reduction of ratio fym/fyk defined in Table A.2.
- These values apply for failures modes similar to punching and shear failures in members without shear reinforcement.

Table A.2 — Statistical data assumed for the calculation of partial factor defined in Table 4.3(NDP)

	Coefficient of variation	Bias factor ^a
Partial factor for reinforcement γ _S		
Yield strength fy	$V_{\rm fy} = 0.045$	$f_{ym}/f_{yk} = \exp(1.645V_{fy})$
Effective depth d	V _d = 0,050 ^b	μ _d = 0,95 b
Model uncertainty	V _{0s} = 0,045 ^c	$\mu_{0s} = 1,00$
Coefficient of variation and bias factor of resistance for reinforcement	$V_{\mathrm{RS}} = 0.081\mathrm{c}^{\mathrm{i}}$	$\mu_{\mathrm{RS}} = 1$, 15^{i}
Partial factor for concrete $\gamma_{\rm C}$		
Compressive strength f_c (control specimen)	$V_{\rm fy} = 0.100$	$f_{\rm cm}/f_{\rm ck} = {\rm rp}(^{2}, 645V_{\rm fc})$ d
In-situ factor $\eta_{is} = f_{c,ais}/f_c$ °	$V_{\eta is} = 0.120$	$\mu_{\rm \eta is} = 0.95$
Concrete area Ac	$V_{Ac} = 0.040$	$\mu_{Ac} = 1,00$
Model uncertainty	$V_{0c} = 0.060 \text{ f}$	$\mu_{0c} = 1,02 \text{ f}$
Coefficient of variation and bias factor of resistance for concrete	$V_{\rm RC} = 0.176^{\rm i}$	$\mu_{\rm RC} = 1.142^{\rm i}$
Partial factor for shear and punching γ_V (see 8.2.2, 8.4, I.8.	3.1, I.8.5)	
Compressive strength f_c (control specimen)	$V_{\rm fc} = 0.100$	$f_{\rm cm}/f_{\rm ck} = \exp(1.645V_{\rm fc})^{\rm d}$
In-situ factor $\eta_{is} = f_{c,ais}/f_c$ °	$V_{\eta is} = 0.120$	$\mu_{\eta is} = 0.95$
Effective depth d	V _d = 0,050 ^b	μ _d = 0,95 ^b
Model uncertainty	V _{0s} = 0,107 8	μ _{0s} = 1,10 ε
Residual uncertainties	V _{res,v} = 0,046 h	Coefficienti di venicione ne
Coefficient of variation and bias factor of resistance for shear and punching (members without shear reinforcement)	$V_{\rm RV} = 0.137^i$	le diverse variabili ch
The values in this column refer to ratio between mean valu	e and values used in the design formulae (char	governano i coefficieni parziali dei materiali

Coefficient of variation Bias factor a These values are valid for d = 200 mm. For other effective depths: $V_d = 0.05(200/d)^{2/3}$ and $\mu_d = 1 - 0.05(200/d)^{2/3}$.

Based on the statistical values above and calculated using Formulae (A.2) and (A.3).

is S for reinforcement, C for concrete in compression and V for shear; index M

is the sensitivity factor for resistance according to Table A.3(NDP); α_{R}

is the target value for the 50-year reliability index according to Table A.3(NDP); β_{tgt}

 $V_{\rm RM}$ is the coefficient of variation of the resistance which may be calculated from

The partial factor y_S is calibrated for the case of pure bending according to 5.2.4 and 8.1.

This formula replaces relationship given in Table 5.1 for the purpose of Annex A.

In-situ factor η_{is} accounts for the difference between the actual in-situ concrete strength in the structure $f_{c,ais}$ and the strength of the control specimen f_c . For strength $f_{c,is}$ assessed on extracted 2:1 cores according to EN 13791, see (7).

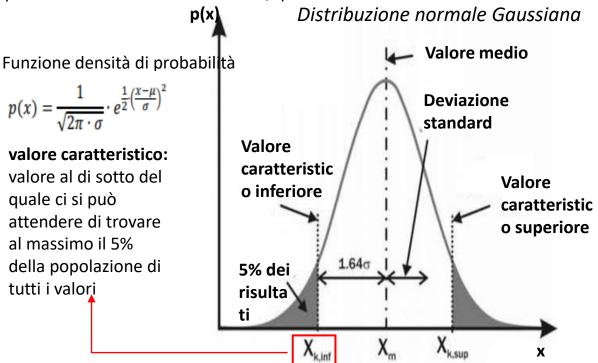
The partial factor y_c is calibrated for the case of axial compression according to 5.1.6 and 8.1.

The partial factor γv is calibrated for the case of punching according to 8.4 and applies also for the case of shear without shear reinforcement according to 8.2.2 (similar statistical values).

The residual uncertainties refer to aggregate size, reinforcement area and spacing and column size.

Valutazione delle proprietà dei materiali

La valutazione dei risultati dei test dovrebbe essere basata su metodi statistici che includono la distribuzione probabilistica di variabile aleatorie, quindi le incertezze statistiche.



 x_k : $inf\{x: F_x\}$

Valore caratteristico

$$x_k = x_m - 1$$

$$V_x = x_m/\sigma_x$$

In cui:

- F_x funzione di probabilità cumulata della gaussiana
- x_m e x_k sono rispettivamente il valore medio e caratteristico della proprietà
- V e σ sono rispettivamente il coefficiente di variazione e la deviazione standard della proprietà

Valutazione del valore caratteristico in base al numero di test

 $v = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \end{pmatrix}$

(Eurocodice EN1990:2002)

					κ_k	T 1	m(-1)	. 1	n	v_{χ}		
								4.0				
n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞	
$V_{\rm X}$ known	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64	
V_{X}	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64	Γ
unknown												

Table D1: Values of k_n for the 5% characteristic value

K_n tiene conto di:

- Numero di prove (N)
- Incertezza dei dati
- Incertezza statistica
- Conoscenza statistica precedente

Per un numero "infinito" di prove k_n assume il valore del frattile al 5% della distribuzione normale

I Livelli di conoscenza (NTC2018)

LC1: Conoscenza Limitata

LC2: Conoscenza Adeguata

LC3: Conoscenza Accurata

I parametri di classificazione:

Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili. (si riferisce alla

prestazione sismica)

- ✓ Geometria, le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali
- ✓ **Dettagli strutturali**, quantità e disposizione delle armature, collegamenti, collegamenti fra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti
- ✓ Materiali, proprietà meccaniche dei materiali

Circolare

Indagini limitate: consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.

Indagini estese: si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti. Indagini esaustive: si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e indagini limitate in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini</i> <i>limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con prove limitate in situ; in alternativa da prove estese in situ	Tutti	1,20
LC3	completo ex-novo	Elaborati progettuali completi con <i>indagini</i> <i>limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini</i> <i>esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con prove estese in situ; in alternativa da prove esaustive in situ	Tutti	1,00

^(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

Livello di conoscenza (LC) e affidabilità

Analisi del valore caratteristico della resistenza a compressione

Variabili:

- Livello di conoscenza (numero di misure)
- Dispersione statistica

Formulazione per distribuzione normale:

Vx=varianza

 $f_{ck}(1)$: $f_{ck} = f_{cm}(1 - 1.64 \cdot V_x)$

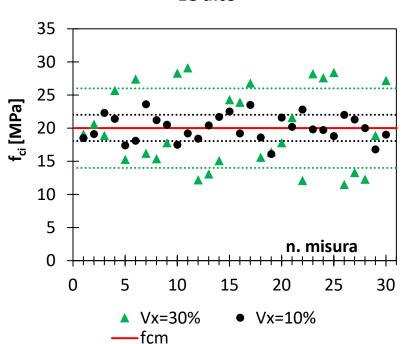
Formulazione Eurocodice in funzione del

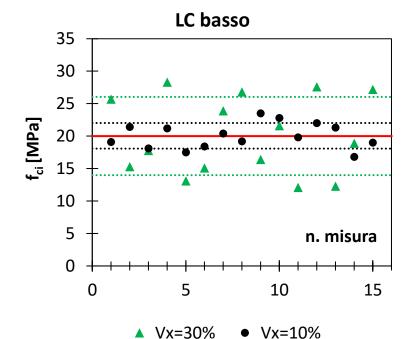
numero di prove:

 $f_{ck}(2)$: $f_{ck} = f_{cm}(1$

con k_n = 1.73 per 30 misure e k_n = 1.84 per 15 misure

LC alto





LC	n. misure	f _{cm} [MPa]	σ_{x} [MPa]	V _x	f _{ck} (1) [MPa]	f _{ck} (2) [MPa]	Δf_{cki}
alto	30	20.0	6.0	30%	10.2	9.6	6%
basso	15	20.0	6.0	30%	10.2	9.0	13%
alto	30	20.0	2.0	10%	16.7	16.5	1%
basso	15	20.0	2.0	10%	16.7	16.3	2%

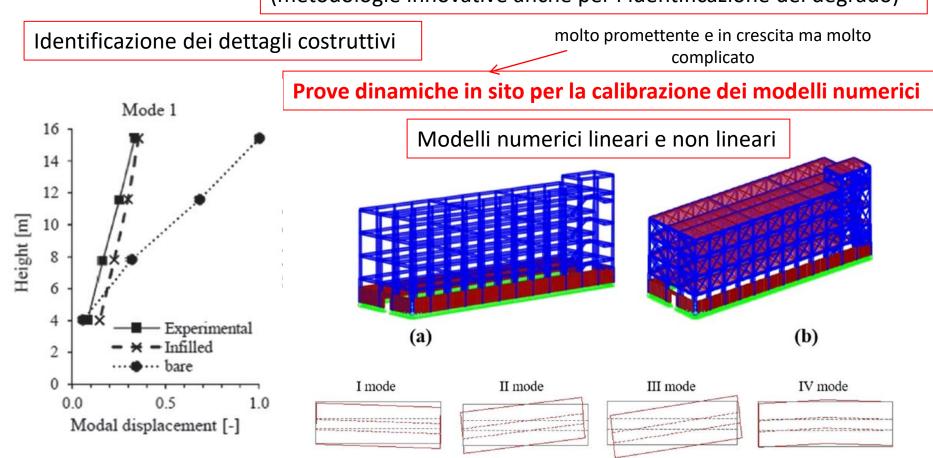
L'identificazione e modellazione della struttura

Conoscenza delle normative dell'epoca del progetto

Conoscenza delle procedure teoriche e delle regole d'arte dell'epoca del progetto

Conoscenza delle caratteristiche dei materiali dell'epoca.

Prove distruttive e non distruttive sui materiali (metodologie innovative anche per l'identificazione del degrado)



Linee guida sui ponti esistenti

6.3.3.5. Riduzione delle incertezze di modellazione

Relativamente ai coefficienti di sicurezza dei carichi permanenti, nel caso di strutture esistenti, in funzione del livello di approfondimento delle indagini condotte in termini di misure geometriche, caratteristiche dei materiali, modellazione strutturale, eventuali analisi di identificazione dinamica, riscontro con prove di carico di progetto, si può ottenere una riduzione significativa delle incertezze di modello e, quindi, un'ulteriore riduzione del fattore parziale, che dunque assume il seguente valore:

$$\gamma_G = 1.10$$

corrispondente alla condizione (3) riportata in *Tabella 6.3.2*, ossia nelle condizioni in cui si dispone di un accurato controllo statistico della geometria della struttura e delle parti non strutturali e delle densità dei materiali. In tal caso la geometria delle sezioni trasversali è da rilevare con la precisione, ossia entro la tolleranza di ±5mm, le distanze tra gli appoggi con precisione di ±20mm, ed i pesi unitari dei materiali misurati con pesature di campioni diretti estratti per carotaggio.

Nel caso di verifica di ponte ADEGUATO, i valori dei fattori parziali da impiegare sono riportati in *Tabella 6.3.3*, per le tre condizioni sopra citate.

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.35	1.25	1.20

Tabella 6.3.3– Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, γ_{cr} per verifiche di adeguamento

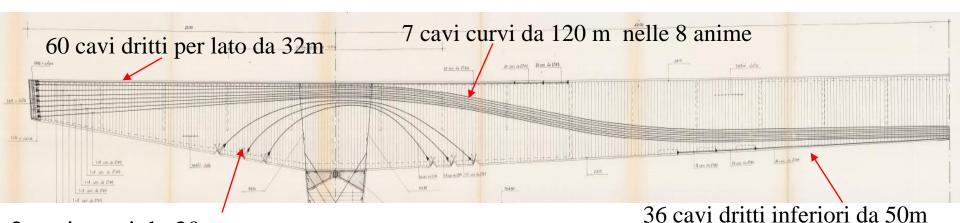
Tabella 6.3.2– Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, γ_{cr} per verifiche di transitabilità e operatività

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

La riduzione dei coefficienti parziale nei ponti



236 cavi in totale, ciascuno costituito da 27 fili $\Phi 5$ e ancorati in differenti sezioni mediante piastre



3 cavi curvi da 30 m nelle 8 anime

Il peso proprio rappresenta circa il 50% dei carichi complessivi

Misure con il corrosimetro



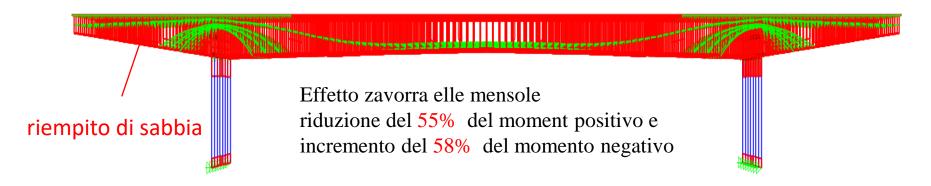
C	Lettura
Cavo	(mV)
1	-115
2	-130
3	-152
4	-157
5	-296
6	-88
7	-205



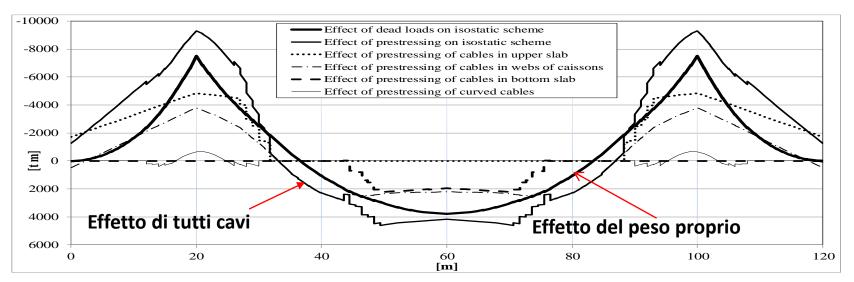
Lettura	
(mV)	
-205	
-110	
-102	
-203	
-137	
-190	
-134	

Valore di Potenziale mV	Probabilità di Corrosione	Degrado
Compreso tra -400 mv e -300 mv	Alta probabilità di corrosione	Indotto dalla corrosione avanzata
Compreso tra -300 mv e -200 mv	Alta probabilità di corrosione	Stato di degrado medio
Compreso tra -200 mv e -100 mv	Media probabilità di corrosione	Livello di degrado iniziale
Compreso tra -100 mv e 0 mv	mpreso tra -100 mv e 0 mv Bassa probabilità di corrosione	
Compreso tra 0 mv e 100 mv	Probabilità di corrosione molto bassa	Livello di corrosione nullo e passività delle armature

Modello accurato



Inserimento della precompressione nel modello in modo da poterla considerare attiva o non anche nei diversi cavi



La precompressione annulla l'effetto del peso proprio sullo schema di trave appoggiata

La riduzione di γ_G da 1,35 a 1,2 rappresenta una possibilità di incremento del carico da traffico di circa 9-10%

E' necessario sviluppare un modello affidabile

Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le **NTC** introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). L'azione sismica da adottare come parametro di confronto per la definizione di ζ_E è, di norma, l'accelerazione al suolo a_σ S.
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte iesima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova
 costruzione.

 verifica per azioni sismiche

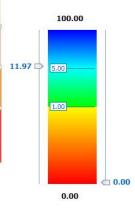
Il valore assoluto dei parametri ζ , riferito globalmente a un intero fabbricato, da solo non descrive in modo esaustivo la reale situazione di rischio e l'entità degli interventi da realizzare per migliorare la sicurezza. Differente è, infatti, la situazione di edifici nei quali la criticità è prodotta da una diffusa carenza delle strutture (concezione errata, materiali scadenti, degrado diffuso ecc.), da quella di edifici nei quali la criticità (e quindi il valore del parametro ζ) è prodotta da pochi elementi insufficienti o pericolosi (come ad esempio un'unica trave o anche un elemento non strutturale, un cornicione o un comignolo).

È pertanto fondamentale che, nell'apposita relazione che il progettista deve redigere a seguito delle verifiche di sicurezza, vengano esplicitati non solo i valori dei parametri ζ , ma anche i fattori che li determinano e gli aspetti che possono essere ragionevolmente definiti solo in modo qualitativo.

Verifica sismica con calcolo lineare con fattore di comportamento

C8.5.5.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

Il fattore di comportamento q e scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarita nonche dei tassi di lavoro dei materiali (quando soggetti alle azioni non sismiche). Valori di q superiori a quelli sopra indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilita disponibile a livello locale e globale.

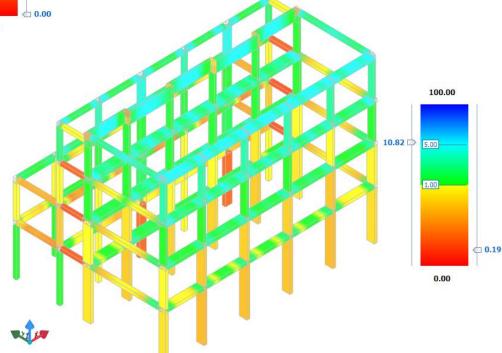


Le normative non forniscono indicazioni sui modelli ma forniscono alcuni concetti sull'effetto di alcune ipotesi: impalcato rigido, elementi duttili e fragili.

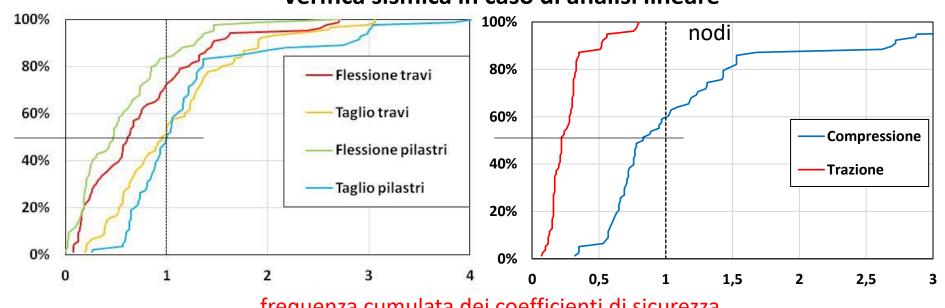
Verifica a taglio

Ci sono coefficienti di sicurezza molto bassi ed elementi verificati

Verifica a flessione



Verifica sismica in caso di analisi lineare



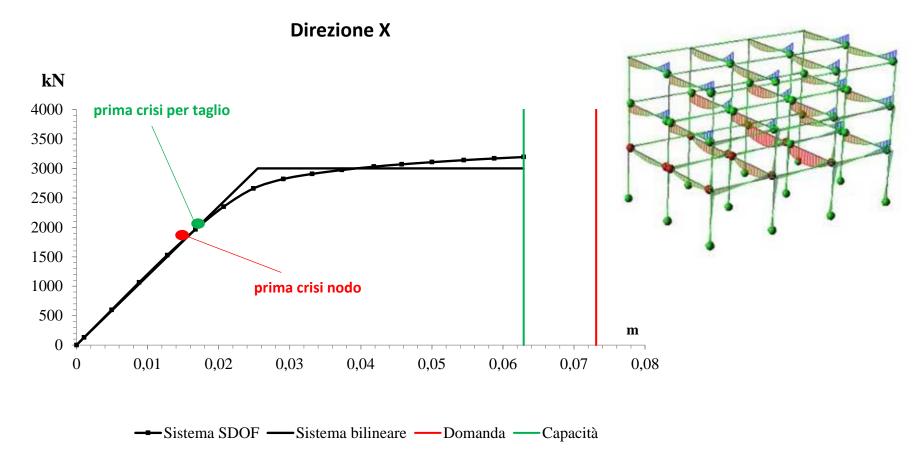
frequenza cumulata dei coefficienti di sicurezza

n	n°	FLESSIONE		TAGLIO	
TRAVI	elementi	% elem. Non verif.	Valore CS 50%	% elem. Non verif.	Valore CS 50%
Primo impalcato	26	100,0	3070	88,5	3070
Secondo impalcato	26	88,5	0,62	42,3	0,95
Terzo impalcato	19	47,4		47,4	,
Quarto impalcato	19	42,1		1 0,5	

 $\zeta_{\rm F}$ è difficile individuare un solo fattore di rischio, quello minimo sarebbe indicativo di un problema locale ma potrebbe essere uguale per edifici che hanno situazioni globali molto diverse

Ad esempio se il valore minimo relativo ad un pilastro è uguale per 2 edifici la situazione potrebbe essere per un caso che altri 100 pilastri hanno carenze molto minori e per l'altro che invece gli altri 100 elementi abbiano carenze simili.

ANALISI NON LINEARE: attenzione alle rotture locali a taglio



Coefficiente globale $\zeta_{\rm E}$ =0,86 Ma ci sono diversi punti in cui si attinge la crisi per taglio nelle travi o nei pilastri o nei nodi per valori anche di 0,15

Circolare: Riguardo ai dettagli costruttivi, per gli edifici esistenti le NTC non impongono la conformità alle prescrizioni previste per le nuove costruzioni.

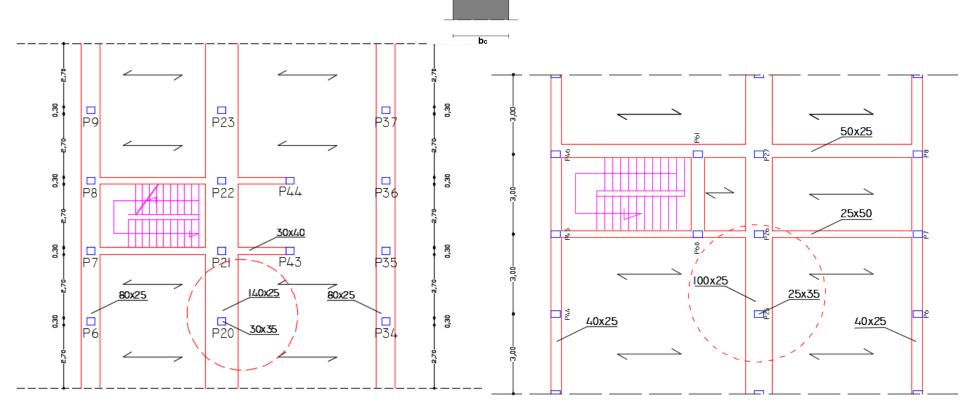
Tuttavia alcuni dettagli si devono considerare nelle analisi e negli interventi perché influenzano la sicurezza della struttura e non sono automaticamente tenuti in conto dai modelli di analisi.

Criticità : Trave a spessore con base eccessivamente larga rispetto a quella del pilastro

Limitazione per edifici nuovi

$$b_t \le b_c + 2 h_t/2$$

$$-b_t \leq 2b_c$$

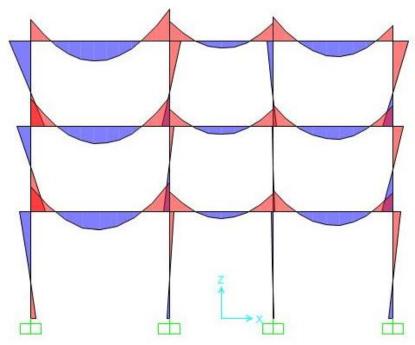


bt

Perché la limitazione sulla larghezza massima della trave a spessore è riportata nel Capitolo 7 («Progettazione per azione sismica») e non nel Capitolo 4 delle NTC2018?

Combinazione fondamentale

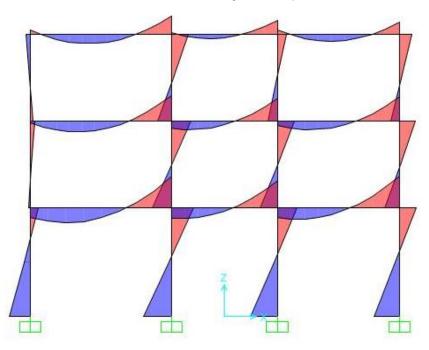
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \cdots$$



Per soli carichi gravitazionali la trave si comporta sostanzialmente come TRAVE CONTINUA Il pilastro è poco sollecitato a flessione

Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \cdots$$



Nel caso di azione orizzontale sismica il pilastro ha un ruolo fondamentale ed entra nell'equilibrio del nodo: LE DIMENSIONI DELLA TRAVE NON DEVONO ESSERE ECCESIVAMENTE MAGGIORI DELLE DIMENSIONI DEL PILASTRO

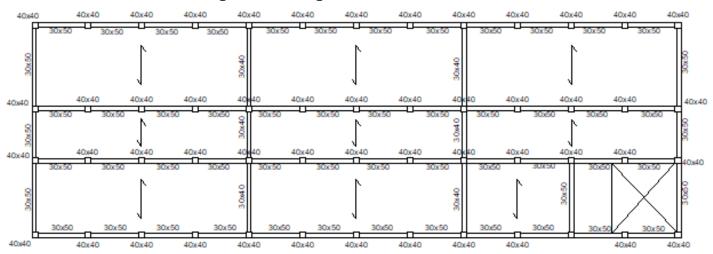
Il caso studio: L'edificio Ex-Battistine





- Sito in Benevento
 (zona a rischio sismico medioalto)
- Progettata negli anni '60 per soli carichi verticali

Carpenteria tipo dell'edificio



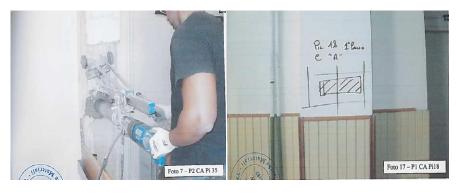
L'edificio è caratterizzato da un piano seminterrato e 3 piani fuori terra.

La struttura è intelaiata in c.a.:

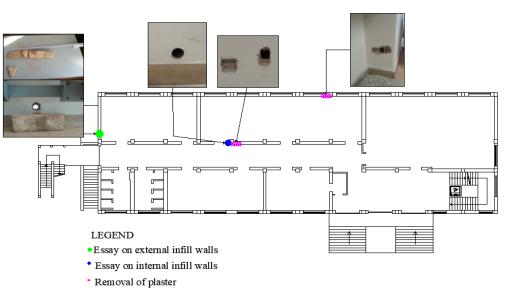
- 4 telai longitudinali con 12 campate uguali di 4.70 m;
- 4 telai trasversali with 3 campate disuguali di 5.40 m, 3.40 m e 4.80 m

Prove in sito

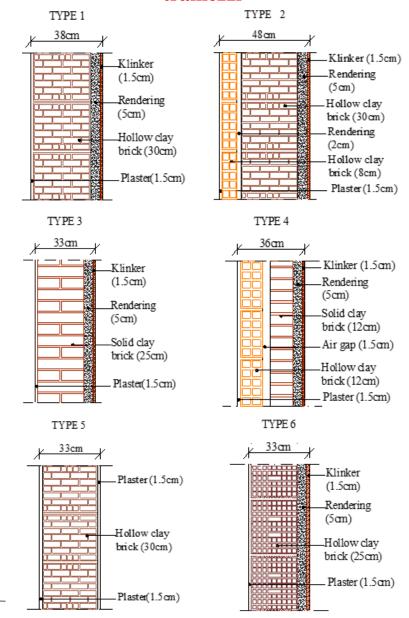
Resistenza a compressione del cls: valore medio di 15.4 MPa (7 carote e 28 prove SonReb)



Saggi su tamponature e tramezzi

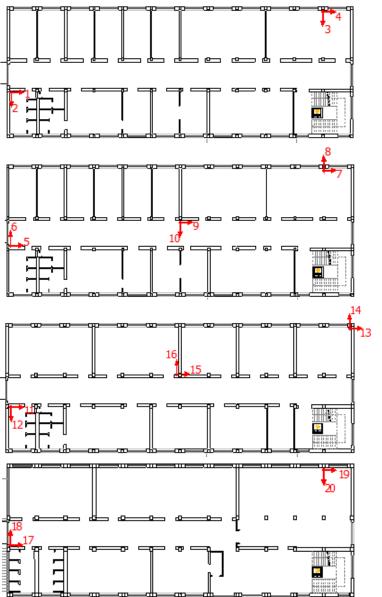


Indagine accurata di tamponature e tramezzi

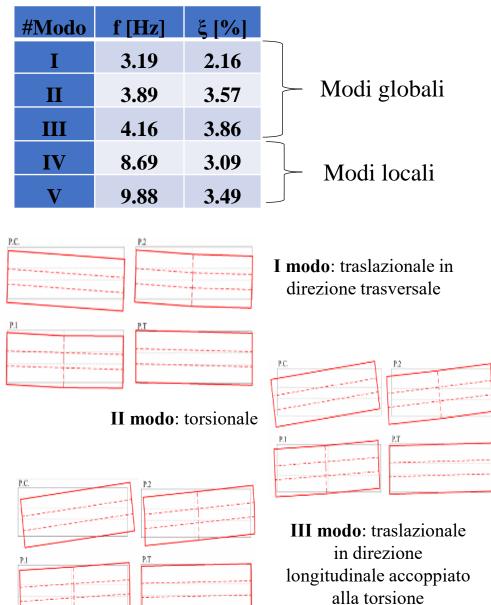


PROVA DINAMICA IN SITO (Ambient Vibration Test)

Layout: 22 Accelerometri monoassiali

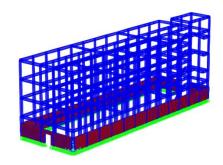


Risultati sperimentali

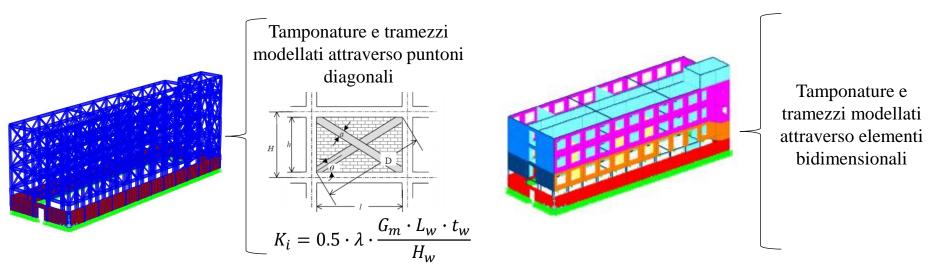


MODELLI NUMERICI ADOTTATI

➤ (Modello 1): telaio nudo con impalcati rigidi



➤ (Modello 2): modello con tamponature e tramezzi ed impalcati rigidi

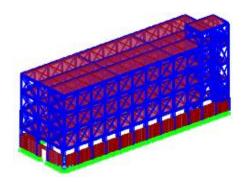


➤ (Modello 3): modello con tamponature e tramezzi ed impalcati deformabili modellati con elementi bidimensionali di spessore

Model 3-1: tslab=40 mm

Model 3-2: t_{slab}=160 mm

Model 3-3: tslab=100 mm



Modello telaio nudo

Experimental		Numerical		Difference [%]	MAC [%]
Mode shape	Frequency [Hz]	Mode shape	Frequency [Hz]		
1st transversal mode	3.19	1st transversal mode	0.95	-70.2 05 s	72.4
1st torsional mode	3.89	1st torsional mode	1.26	-67.4	69.6
1st longitudinal +torsional mode	4.16	1st longitudinal mode	1.80	-56.7	35.9

Modello in cui si tiene conto solo delle tamponature (no tramezzi)

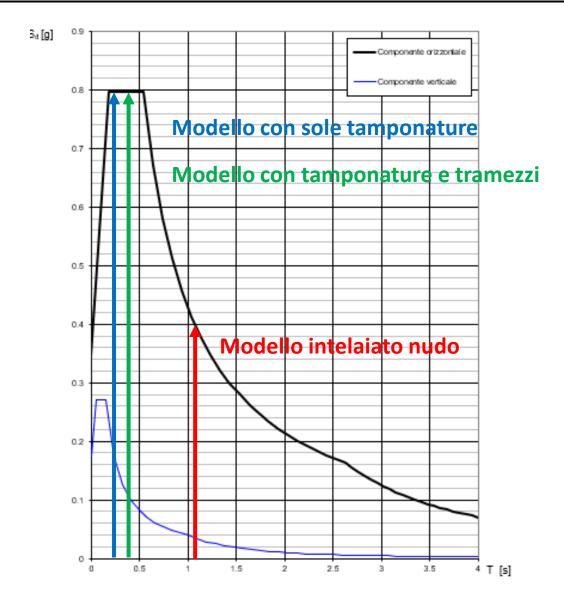
Experimental		Numerical		Difference [%]	MAC [%]
Mode shape	Frequency [Hz]	Mode shape	Frequency [Hz]		
1st transversal mode	3.19	1st transversal mode	2.73	-14.4	34
1st torsional mode	3.89	1st longitudinal mode	$3.51 T_1 =$	$0.37 \mathrm{s}^{9.7}$	-
1st longitudinal +torsional mode	4.16	1st torsional mode	4.39	5.5	-

Modello in cui si tiene conto sia delle tamponature che dei tramezzi Il migliore è il modello con tamponature e tramezzature

Experimental		Numerical		Difference [%]	MAC [%]
Mode shape	Frequency [Hz]	Mode shape	Frequency [Hz]		
1st transversal mode	3.19	1st transversal mode	3.43	0.29784	30
1st torsional mode	3.89	1st torsional mode	4.50	15.7	25
1st longitudinal +torsional mode	4.16	1st longitudinal mode	5.35	28.6	25

EFFETTO SULL'ACCELERAZIONE SPETTRALE

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lin SLV



C8.7.6 INDICAZIONI AGGIUNTIVE PER GLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE

I danni causati dal terremoto ai componenti e ai sistemi non strutturali possono essere significativi. Ai notevoli miglioramenti nella concezione sismica dei sistemi strutturali resistenti non sono corrisposti significativi progressi nell'ambito dell'ancoraggio e del controventamento dei componenti e dei sistemi non strutturali, che spesso hanno subito danni estesi, anche nel caso di terremoti di modesta intensità. D'altro canto, i danni sismici di componenti non strutturali e impianti possono essere tali da rendere la struttura inutilizzabile per un periodo di tempo anche molto lungo, con conseguenze notevoli, in particolare per le strutture strategiche.

Le NTC, ai §§ 7.2.3 e 7.2.4, contengono prescrizioni esplicite per la progettazione di sistemi e componenti non strutturali.

C8.7.6.1 INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA

La scelta dei componenti non strutturali da sottoporre ad una valutazione sismica si basa sulle seguenti considerazioni:

- la pericolosità sismica,
- la vulnerabilità sismica del componente,
- l'importanza del componente per la funzionalità nel periodo post-terremoto,
- il costo e il grado di interruzione dei servizi necessari per adeguare o ancorare il componente.

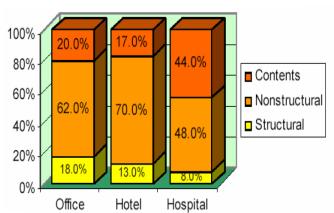
C8.7.6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE E AZIONI DI VERIFICA

In assenza di valutazioni più dettagliate, le sollecitazioni agenti sui componenti non strutturali possono essere calcolate in base ai §§ 7.2.3 e 7.2.4 delle NTC. Possibili formulazioni per la valutazione dell'azione sismica agente su un componente non strutturale è proposta al § C7.2.3 (spettri di piano).

E' possibile altresì valutare l'azione sismica agente su un componente non strutturale utilizzando direttamente i risultati delle analisi dinamiche incrementali determinando, ad esempio, la massima accelerazione o gli spettri di risposta in corrispondenza di ciascun piano. In tal caso occorre fare attenzione alla selezione degli accelerogrammi, che devono essere compatibili con lo spettro di progetto, e ai possibili effetti sfavorevoli sulla risposta dell'edificio causati da componenti non strutturali, come ad esempio i tamponamenti. Si raccomanda infine di utilizzare l'inviluppo di più analisi dinamiche.

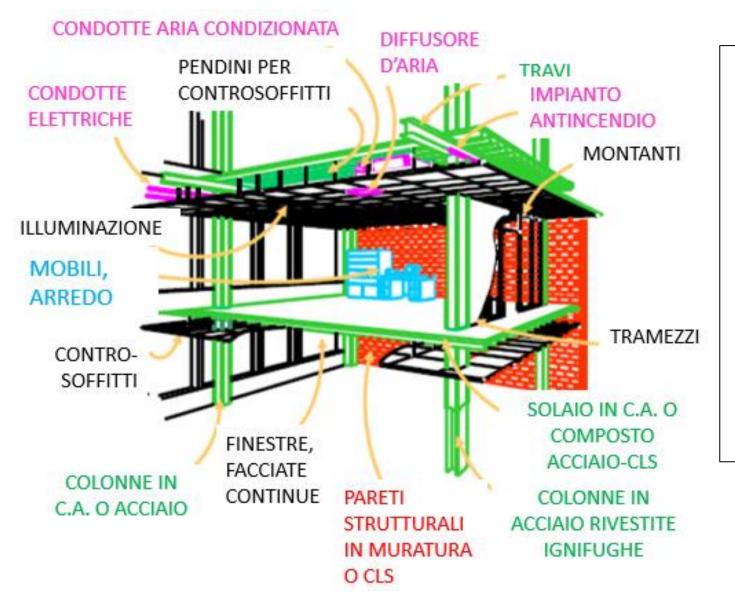
C8.7.6.3 RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA

IMPORTANZA IN TERMINI
ECONOMICI DEI
COMPONENTI NON
STRUTTURALI



Investments in building construction (Miranda 2003)

Classificazione dei componenti non strutturali



COMPONENTI

ARCHITETTONICI

APPARECCHIATURE

MECCANICHE ED

ELETTRICHE

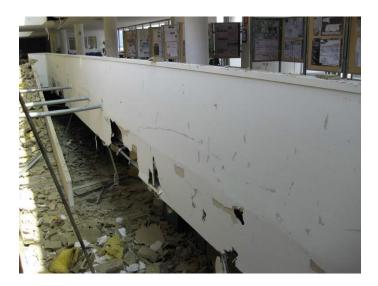
- ARREDO
- COMPONENTI

STRUTTURALI

DANNI TIPICI AI COMPONENTI NON STRUTTURALI



tampon a ture



rivestimenti

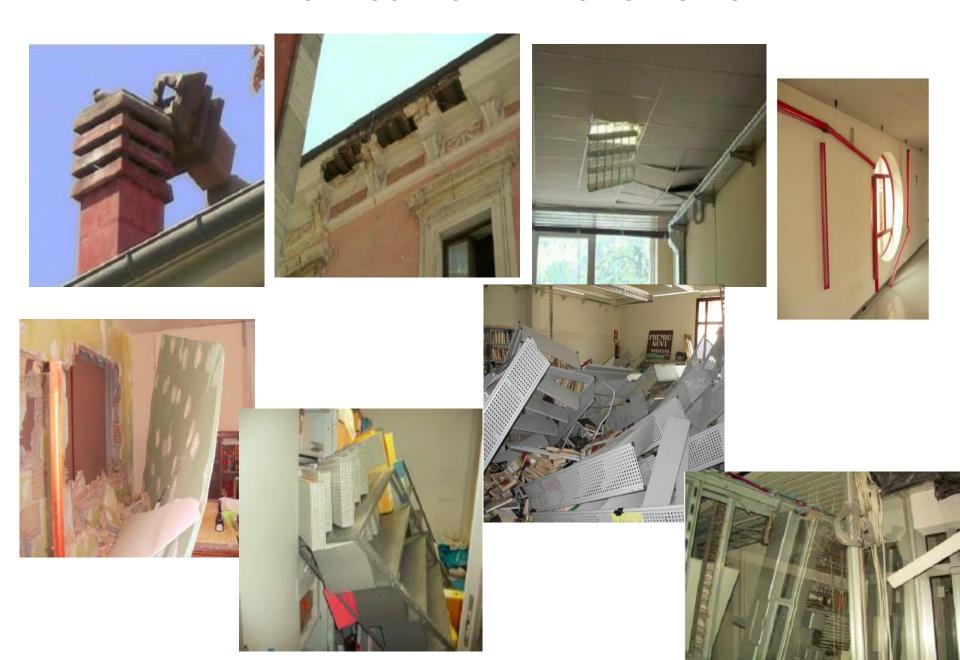


partizioni



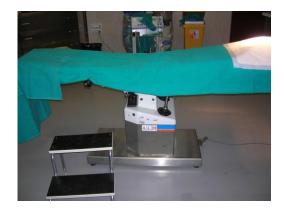
vetrate

DANNI TIPICI AI COMPONENTI NON STRUTTURALI



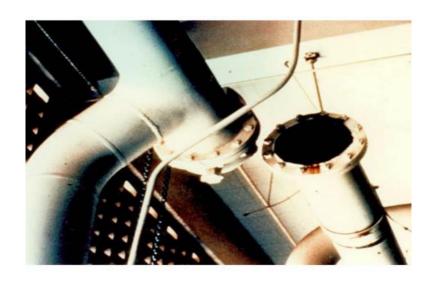
Gli elementi non strutturali sono importanti per l'operatività di un ospedale

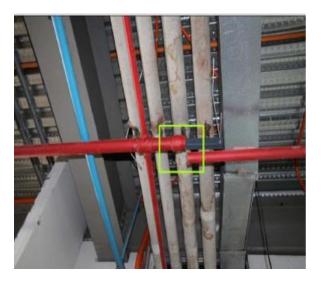






I danni agli impianti antincendio non consentono di garantire la sicurezza post-sisma

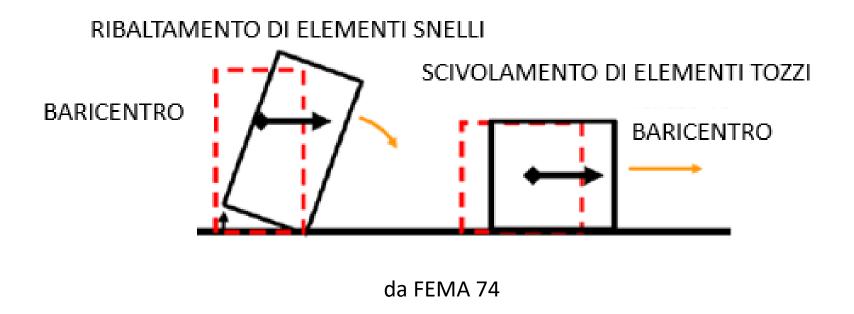




Cause di danno sismico ai componenti non strutturali

1) Effetti inerziali

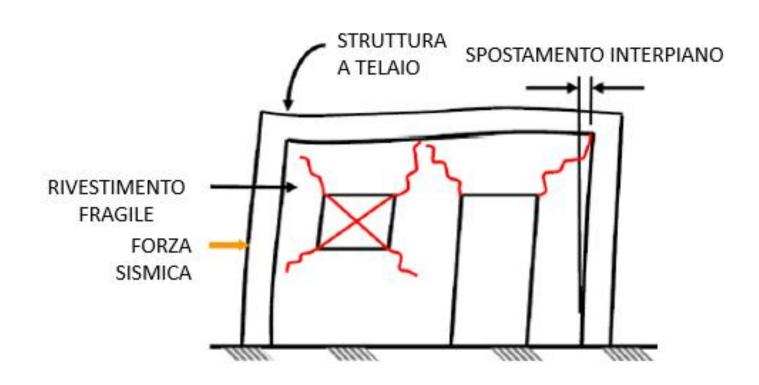
- Forze d'inerzia causate da accelerazioni ai vari livelli della struttura.
- Le accelerazioni possono danneggiare componenti non strutturali "acceleration sensitive" e quindi essere soggetti a ribaltamento o scivolamento.



Cause di danno sismico di componenti non strutturali

2) Distorsioni imposte

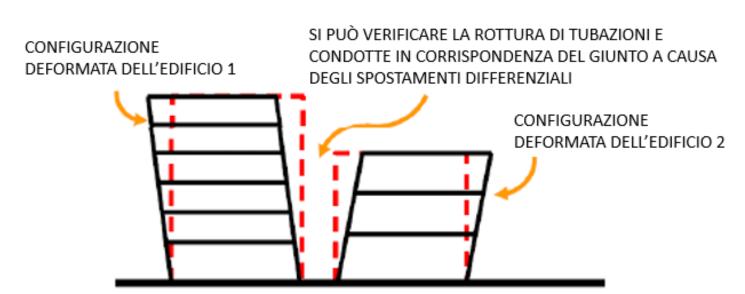
- La risposta sismica di un edificio dà luogo a spostamenti interpiano.
- Tali distorsioni provocano danno nei componenti non strutturali "drift-sensitive".



Cause di danno sismico di componenti non strutturali

Separazione o martellamento all'interfaccia tra strutture adiacenti

- Il martellamento di edifici adiacenti ravvicinati può verificarsi durante un terremoto.
- Può essere causa di danno ai componenti non strutturali sensibili alle accelerazioni o al drift che attraversano il giunto.
- parapetti, rivestimenti, o cornici sulle facciate, scossaline, tubazioni, linee sprinkler antincendio, condotte HVAC, partizioni e pavimenti.



NOVITÀ NTC2018:

Viene introdotta la differenza tra elemento non strutturale costruito e assemblato in cantiere

- Per gli elementi non strutturali le responsabilità per la progettazione cambia in base alla modalità realizzativa.
- Elementi assemblati il progettista della struttura definisce la domanda e il fornitore o l'installatore è responsabile della capacità

Elementi costruiti in cantiere il progettista della struttura definisce domanda e capacità

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettame la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

Morandi diceva:

"Non esiste mai un'unica soluzione, ma ne esistono tante"

Quindi ogni struttura nasce da un progetto diverso ed ha caratteristiche diverse, anche se ci sono alcuni criteri generali, pertanto è indispensabile studiare il singolo caso accuratamente. Sono importanti gli studi e le linee guida poichè le normative non possono fornire regole specifiche per l'analisi delle strutture esistenti per ogni tipologia ed anno di costruzione.