

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

ACCORCIAMENTI DIFFERENZIALI NEGLI EDIFICI DI GRANDE ALTEZZA. CASO DI STUDIO: LA TORRE DE CRISTAL



F H E C O R ■
Ingenieros Consultores

Relatori

Prof. Ing. Rosario Ceravolo
Prof. Ing. Hugo Corres Peiretti

Correlatori

Ing. Davide Masera
Ing. Leonardo Todisco

Candidato

Maurizio Catapano

A.A. 2017/2018

*A mio padre, a mia madre, a mio fratello.
Ancora una volta per sempre,
solo per sempre.*

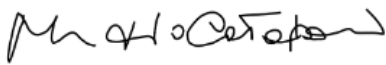
Dichiarazione di forma

Io sottoscritto Maurizio Catapano, nato ad Andria il 15 Marzo 1993, dichiaro che il seguente elaborato svolto presso l'ente FHECOR Ingenieros Consultores, con sede principale a Madrid in Spagna, è frutto del mio lavoro originale, che nessuno lo ha scritto in mia vece, che non ho copiato il lavoro di altri e che ho documentato tutte le fonti che ho utilizzato. Dichiaro di aver consultato tutte le fonti citate.

Il lavoro di tesi svolto interamente presso FHECOR Ingenieros Consultores è frutto della collaborazione accademica tra FHECOR, Politecnico di Torino e Masera Engineering Group.

In fede,

Maurizio Catapano



Facoltà di Ingegneria Civile – Strutture

Politecnico di Torino

Torino, Italia

Marzo 2018

Indice

Lista delle figure

Lista delle tabelle

Dichiarazione di forma

1. Introduzione	1
1.1 Background storico	2
1.2 Aspetti strutturali nelle costruzioni alte	5
1.3 Comportamento verticale a breve e lungo termine	11
1.4 Obiettivi della tesi	14
2. Normativa	16
2.1 Deformazione nel cemento	16
2.2 Deformazione elastica	17
2.3 Deformazione per shrinkage	18
2.4 Deformazione per creep	20
2.5 Utilizzo di un calcestruzzo leggero LWAC	22
2.6 Utilizzo di un calcestruzzo ad altissima resistenza UHPC	24
2.7 Accorciamento assiale	28
3. Metodologia di calcolo sviluppata per edifici di grande altezza	31
3.1 Accorciamento per effetto elastico	33
3.2 Accorciamento viscoso	34
3.3 Accorciamento per ritiro	36
3.4 Accorciamenti differenziali elastici ed inelastici	39
3.5 Validazione del metodo con un caso di riferimento	40
4. Caso di studio: la Torre de Cristal a Madrid	57
4.1 Caratteristiche strutturali	59
4.2 Construction stage	65
4.3 Verifiche agli Stati Limite	70
4.4 Accorciamenti before slab casting negli elementi verticali	73
4.5 Accorciamenti after slab casting	74

4.5.1	Elastic shortening	74
4.5.2	Creep shortening.....	77
4.5.3	Shrinkage shortening	79
4.5.4	Axial shortening	82
4.6	Effetti dovuti al carico variabile e al peso proprio del nucleo	85
4.7	Trasferimento degli sforzi per creep e shrinkage	87
4.8	Differential shortening e Presetting	88
5.	Utilizzo di diverse soluzioni progettuali per gli elementi strutturali.....	95
5.1	Utilizzo di un UHPC nella colonna.....	95
5.1.1	Verifiche agli stati limite – UHPC	97
5.1.2	Accorciamenti after slab casting – UHPC.....	98
5.1.3	Trasferimento degli sforzi per creep e shrinkage – UHPC.....	103
5.1.4	Differential shortening – UHPC.....	104
5.2	Utilizzo di un UHPC nella colonna e di un LWAC nel nucleo	106
5.2.1	Verifiche agli stati limite – UHPC + LWAC.....	107
5.2.2	Accorciamenti after slab casting – UHPC + LWAC	108
5.2.3	Trasferimento degli sforzi per creep e shrinkage – LWAC.....	115
5.2.4	Differential shortening – LWAC	116
6.	Incidenze strutturali ed economiche	118
7.	Conclusioni.....	127
	Bibliografia	130
	Ringraziamenti	133

Lista delle figure

Fig. 1 Evoluzione nel tempo delle strutture di grande altezza [CTBUH]	4
Fig. 2 Schema attuale delle maggiori costruzioni di grande altezza [skyscrapers.com]	4
Fig. 3 Possibili configurazioni di colonne composite [4]	6
Fig. 4 Structural System Chart proposto da Khan [4]	7
Fig. 5 Frame system, Shear-wall system [4]	8
Fig. 6 Shear-wall + frame system [4]	8
Fig. 7 Comportamento globale della struttura shear walls + frames [4]	9
Fig. 8 Framed tube, tube-in-tube and bundled-tube systems [4]	9
Fig. 9 Bracing system, Outrigger system [4]	10
Fig. 10 Sistemi strutturali: a) sistema in c.a., b) sistema misto con colonne interne in acciaio, c) nucleo in c.a. con colonne esterne in acciaio [9].	11
Fig. 11 Accorciamento differenziale con e senza compensazione [8]	12
Fig. 12 Effetto dell'inclinazione di piano [9]	13
Fig. 13 Deformazione globale del cemento sotto carico costante [14]	17
Fig. 14 Comportamento stress-strain del calcestruzzo [17]	18
Fig. 15 Fattore di influenza per il ritiro legato alle dimensioni (sinistra), legato al progresso nel tempo (destra) [3].	20
Fig. 16 Modello di Burgers [21]	21
Fig. 17 Dipendenza creep dall'età di carico (sinistra), dal tempo totale di applicazione del carico (destra) [3]	22
Fig. 18 Confronto moduli di Young per calcestruzzo ordinario e leggero.....	23
Fig. 19 Comportamento in compressione di un UHPC [26]	25
Fig. 20 Andamento del shrinkage a 150 giorni dal getto al variare della resistenza	27
Fig. 21 Andamento del creep a 150 giorni dal getto al variare della resistenza	27
Fig. 22 Compensazione 'before slab casting' [31]	29
Fig. 23 Inclinazione piano al presetting e al raggiungimento del target time [skyscrapers.com]	30
Fig. 24 Schema adottato per una costruzione alta [9]	32
Fig. 25 Pianta tipica dell'edificio di 70 piani in c.a. [9]	40
Fig. 26 Movimenti before slab casting edificio 70 piani.....	41
Fig. 27 Accorciamenti elastici after slab casting edificio 70 piani	43
Fig. 28 Accorciamenti per creep after slab casting a fine costruzione	44
Fig. 29 Accorciamenti per creep after slab casting da fine costruzione al target time.....	45
Fig. 30 Accorciamenti per creep after slab casting al target time	46
Fig. 31 Accorciamenti per shrinkage after slab casting a fine costruzione.....	47
Fig. 32 Accorciamenti per shrinkage after slab casting fine costruzione-target time	47
Fig. 33 Accorciamenti per shrinkage after slab casting al target time	48
Fig. 34 Progresso shrinkage in funzione della dimensione dell'elemento.....	49

Fig. 35 Accorciamento totale al target time.....	49
Fig. 36 Sviluppo nel tempo dell'accorciamento totale.....	50
Fig. 37 Sviluppo del differential shortening nel tempo, parte 1	51
Fig. 38 Sviluppo del differential shortening nel tempo, parte 2	52
Fig. 39 Confronto per il creep tra normativa americana e Eurocode	53
Fig. 40 Confronto per il ritiro tra normativa americana e Eurocode	54
Fig. 41 Sviluppi di shrinkage diversi nel tempo in base alla norma di riferimento	55
Fig. 42 Sviluppi di creep ed effetto dell'età al carico in base alla norma di riferimento	56
Fig. 43 La Torre de Cristal [35].....	57
Fig. 44 Panoramica della Cuatro Torres Business Area [Maurizio Catapano 3.02.2018].....	57
Fig. 45 Cuatro Torres Business Area [FHECOR Ingenieros Consultores]	58
Fig. 46 Modello della torre lungo l'altezza [38]	59
Fig. 47 Variazione geometria della Torre [35]	59
Fig. 48 Cambio di pianta tra sotterranei e vestibolo di accesso [Maurizio Catapano 3.02.2018]	60
Fig. 49 Vista in pianta di un livello generico [FHECOR]	61
Fig. 50 Variazioni armatura e spessore fittizio del nucleo	62
Fig. 51 Variazione colonna composita dal bottom al top	62
Fig. 52 Variazioni armatura e spessore fittizio colonna composita	63
Fig. 53 Piastra metallica per l'appoggio della colonna in fondazione [FHECOR]	64
Fig. 54 Giardino verticale della Torre de Cristal [35].....	65
Fig. 55 Construction stage	66
Fig. 56 Costruzione del nucleo in anticipo di quattro livelli (sinistra), costruzione delle mega colonna (destra) [38, FHECOR]	67
Fig. 57 Costruzione facciata (sinistra), modello costruttivo della Coronación (destra) [38, FHECOR]	68
Fig. 58 Andamento degli sforzi sotto la combinazione quasi permanente.....	71
Fig. 59 Verifica per creep lineare.....	72
Fig. 60 Verifica anti-cracking	72
Fig. 61 Verifica a compressione.....	73
Fig. 62 Accorciamenti before slab casting Torre de Cristal	74
Fig. 63 Elastic shortening a fine costruzione della colonna per il pilastro e il muro a taglio – after slab casting	75
Fig. 64 Elastic shortening dalla fine costruzione della colonna fino ad infinito per il pilastro e il muro a taglio – after slab casting	76
Fig. 65 Elastic shortening al target time per il pilastro e il muro a taglio – after slab casting ..	77
Fig. 66 Creep shortening a fine costruzione della colonna per il pilastro e il muro a taglio....	78
Fig. 67 Creep shortening da fine costruzione della colonna fino ad infinito per il pilastro e il core.....	78
Fig. 68 Creep shortening a tempo infinito per il pilastro e il core	79
Fig. 69 Shrinkage shortening a tempo di fine costruzione colonna per il pilastro e il core	80

Fig. 70 Shrinkage shortening tra il tempo di fine costruzione colonna ed infinito per pilastro e core.....	81
Fig. 71 Shrinkage shortening tra il tempo di fine costruzione colonna ed infinito per pilastro e core.....	81
Fig. 72 Axial shortening totale per la colonna nei diversi tempi.....	83
Fig. 73 Axial shortening totale per il nucleo nei diversi tempi.....	84
Fig. 74 Shortening nel core dovuto al peso proprio.....	85
Fig. 75 Shortening dovuto al variabile.....	86
Fig. 76 Verifiche post creep e shrinkage a trazione e a compressione.....	88
Fig. 77 DAS a fine costruzione della colonna e a tempo infinito.....	89
Fig. 78 Evoluzione nel tempo dell'axial shortening nei due elementi verticali	90
Fig. 79 Evoluzione nel tempo del DAS.....	91
Fig. 80 Progresso del ritiro nel tempo per i due elementi verticali	92
Fig. 81 Presetting.....	93
Fig. 82 DAS post presetting	93
Fig. 83 DAS considerando i movimenti before e after slab casting	94
Fig. 84 Progresso del ritiro nel tempo nel caso di un UHPC.....	96
Fig. 85 Modulo di Young negli UHPC.....	97
Fig. 86 Verifiche agli stati limite di esercizio – UHPC	97
Fig. 87 Verifica allo stato limite ultimo – UHPC	98
Fig. 88 Accorciamento elastico nelle due diverse sequenze temporali – UHPC.....	99
Fig. 89 Accorciamento elastico totale – UHPC	99
Fig. 90 Accorciamento per creep nelle due diverse sequenze temporali – UHPC.....	100
Fig. 91 Accorciamento a tempo infinito– UHPC.....	100
Fig. 92 Accorciamento per shrinkage nelle due diverse sequenze temporali – UHPC	101
Fig. 93 Accorciamento per shrinkage a tempo infinito – UHPC.....	102
Fig. 94 Accorciamento totale per la colonna nei diversi tempi – UHPC	103
Fig. 95 Verifiche post creep e shrinkage a trazione e a compressione – UHPC.....	104
Fig. 96 Evoluzione nel tempo dell'axial shortening nei due elementi verticali – UHPC	105
Fig. 97 Evoluzione nel tempo del DAS – UHPC.....	106
Fig. 98 Verifiche agli stati limite di esercizio per il core – LWAC.....	108
Fig. 99 Accorciamento elastico nelle due diverse sequenze temporali – LWAC	109
Fig. 100 Accorciamento elastico a fine costruzione – LWAC	110
Fig. 101 Accorciamento per creep nelle due diverse sequenze temporali – LWAC	111
Fig. 102 Accorciamento per creep a tempo infinito– LWAC.....	111
Fig. 103 Accorciamento per ritiro nelle due sequenze temporali– LWAC.....	112
Fig. 104 Accorciamento per ritiro a tempo infinito – LWAC.....	113
Fig. 105 Accorciamento totale per il muro nei diversi tempi – LWAC	114
Fig. 106 Verifiche post creep e shrinkage a trazione e a compressione – LWAC	115
Fig. 107 Evoluzione nel tempo dell'axial shortening nei due elementi verticali – UHPC + LWAC	116

Fig. 108 Evoluzione nel tempo del DAS – UHPC + LWAC	117
Fig. 109 Peso elementi verticali – Ordinario/UHPC/ LWAC	118
Fig. 110 Stress allo SLE negli elementi verticali – Ordinario/UHPC/ LWAC	119
Fig. 111 Stress allo SLU negli elementi verticali – Ordinario/UHPC/ LWAC.....	120
Fig. 112 Sfruttamento delle sezioni allo stato limite ultimo – Ordinario/UHPC/ LWAC.....	121
Fig. 113 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Colonna composita	121
Fig. 114 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Colonna UHPC.....	122
Fig. 115 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Nucleo ordinario.....	122
Fig. 116 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Nucleo alleggerito.....	122
Fig. 117 Andamento del total shortening per le diverse strutture	123
Fig. 118 Andamento del differential shortening per le diverse strutture.....	123
Fig. 119 Costo finale per le tre diverse strutture	125
Fig. 120 Risultato ottenuto con una riduzione progressiva nel diametro della colonna	126

Lista delle tabelle

Tabella 1 Definizione di struttura alta [4]	2
Tabella 2 Interpolazione con lo spessore fittizio.....	37
Tabella 3 Caratteristiche colonna in cemento armato caso Fintel	40
Tabella 4 Caratteristiche shear wall in cemento armato caso Fintel	41
Tabella 5 Caratteristiche nucleo Torre de Cristal	61
Tabella 6 Caratteristiche colonna composita	63
Tabella 7 Carichi per colonna e nucleo	69

1. Introduzione

In questo documento viene preso in considerazione il problema relativo agli accorciamenti assiali differenziali tra i membri verticali negli edifici alti.

Con il rapido sviluppo degli edifici alti negli ultimi decenni, il problema dell'accorciamento assiale è divenuto uno degli aspetti strutturali più importanti a cui prestare attenzione durante un progetto.

Tale comportamento potrebbe provocare diversi danni alla struttura durante la sua vita di servizio e potrebbe influenzare il danneggiamento di elementi secondari tra cui rivestimenti, pareti divisorie e ascensori. Pertanto, è necessario uno studio dettagliato al fine di evitare complicazioni nel corso degli anni.

Gli accorciamenti verticali nel nucleo e nelle colonne sono causati da effetti a breve e lungo termine, con deformazioni elastiche e non elastiche come lo scorrimento viscoso e il ritiro. Questo comportamento si verifica anche in piccoli edifici, anche se le sollecitazioni applicate sono decisamente minori e gli accorciamenti accumulati dal piano base sono trascurabili a causa della piccola altezza. D'altra parte, più l'altezza aumenta, più gli effetti dovuti al carico gravitazionale possono incrementare i movimenti elastici e viscosi, mentre le deformazioni da ritiro non dipendono dal carico e si sviluppano solo nel corso degli anni per via della loro natura reologica.

A causa della natura incrementale dell'applicazione del carico in una struttura, il modo migliore per comprendere il fenomeno è quello di condurre un'analisi "floor by floor", o in altre parole un'analisi di tipo "staged construction". Questo studio prende in considerazione passo dopo passo il processo generale di costruzione dell'edificio.

Questo documento esamina una procedura di valutazione degli accorciamenti assiali basata sull'Eurocodice e propone una metodologia per compensare i movimenti differenziali tra colonne e nucleo. La metodologia è stata validata con riferimento ad un caso esempio svolto adottando le formulazioni americane della ACI. L'esempio prende in considerazione un edificio in cemento armato con un numero totale di livelli pari a 70. Sono state quindi colte le differenze tra le due normative nella valutazione dell'accorciamento differenziale.

La procedura è stata implementata per il caso studio della Torre de Cristal a Madrid, ossia una struttura composta di 250 metri circa caratterizzata da un nucleo in cemento armato e da colonne composite perimetrali.

Successivamente, al fine di evitare problemi associati agli accorciamenti differenziali, è stata introdotta una procedura di compensazione da adottare durante la costruzione della struttura. Tale procedura, nota anche come presetting, fornisce un programma di compenso

per tutta la costruzione in cui le lunghezze dei segmenti verticali sono regolate rispetto alla quota nominale dell'elemento nella sezione in esame.

Infine, vengono esaminate per la Torre eventuali modifiche strutturali al fine di minimizzare il costo, tenendo conto al contempo dei requisiti legati alle verifiche strutturali. Seguendo queste linee, viene analizzato l'uso di un calcestruzzo ad altissime prestazioni nella colonna e di un calcestruzzo leggero nel nucleo.

1.1 Background storico

Per edificio alto si intende una struttura multipiano in cui gli occupanti sfruttano in modo predominante gli elevatori per raggiungere la loro destinazione [2]. Le principali strutture alte vengono chiamate 'high-rise buildings' in molte nazioni, mentre assumono la denominazione di 'tower blocks' in Gran Bretagna e in altre nazioni europee [2]. Ognuno, spesso, ne può dare una definizione diversa; su tale via una high-rise building potrebbe essere definita come 'una struttura la cui altezza può avere un serio impatto sull'evacuazione' [2]. Per altri una costruzione è definita alta quando lo è in maniera considerevole rispetto al paesaggio circostante oppure quando la sua snellezza è tale da darle l'apparenza di essere una struttura alta. Pertanto, si può affermare come la sua definizione dipenda fortemente da dove essa sia localizzata [3]. Per maggior precisione, l'esatta altezza sopra la quale una particolare costruzione è vista come un grattacielo è specificata dalle normative delle costruzioni e da quelle di prevenzione incendi [2]. Per poter dare una definizione rapida si potrebbe far riferimento alla seguente tabella:

Tabella 1 Definizione di struttura alta [4]

<i>Use (approx. storey height)</i>	<i>Tall</i>	<i>Super tall</i>
<i>Residential (3 m)</i>	Up to 100 storeys (300 m)	Over 100 storeys (300 m)
<i>Office (4 m)</i>	Up to 75 storeys (300 m)	Over 75 storeys (300 m)

Il progetto degli edifici di grande altezza è cambiato nel corso degli anni soprattutto per via dell'introduzione di nuovi materiali da costruzione con l'avanzare dei decenni.

Il primo caso storico che si potrebbe citare riguarda l'Egitto con le sua antica piramide di Cheope costruita in blocchi accatastati di muratura uno sopra l'altro fino a raggiungere un'altezza di circa 150 m, equivalente ad un edificio di 40 piani [3]. Tale record è rimasto per millenni fino a quando è stato superato nel XIV secolo con la costruzione della Cattedrale di Lincoln in Inghilterra [4]. Tanti esempi sono presenti tuttavia anche in Europa: si va dalle torri in muratura costruite a Bologna nell' XI secolo fino ad altezze di 97 m, alle strutture in pietra di circa 11 piani costruite a Edimburgo verso il XVII secolo.

Per quanto riguarda invece esempi urbani di costruzioni verticali alte bisogna attendere le circa 500 'tower houses' costruite nel XVI secolo per proteggere gli abitanti di Shibam nello Yemen dalle invasioni beduine. Queste torri raggiungevano altezze di 40 metri.

Nei decenni successivi si è proceduto nelle costruzioni utilizzando due materiali principali come il legno e la muratura. Se l'utilizzo del legno permetteva di raggiungere picchi non troppo elevati fino ad un massimo di 15 o 20 metri di altezza, le costruzioni di muratura registrano già uno dei primi record nel 1891 a Chicago con il Monadnock Building di circa 64 metri di altezza [3]. È questo il florido periodo post rivoluzione industriale che ha permesso notevoli sviluppi nell'ambito della tecnologia di edificazione. Ancora prima del 1891, nel 1885 avviene l'apertura della Home Insurance Building a Chicago, che seppur non fosse un record, è considerata da molti come il primo moderno skyscraper [4]. Essa è considerata come la costruzione pioniera del load-bearing structural frame, ossia di una costruzione tipo che più tardi verrà identificata come 'Chicago Skeleton'.

Negli stessi anni veniva inventato da Joseph Monier il cemento armato che permise incredibili sviluppi. A tal proposito, si ricorda qualche anno prima, nel 1871, il grande incendio che investì la città americana. Verrà ricordato nella storia come il 'Great Chicago Fire', un evento drammatico che non solo rese l'evidenza di un bisogno urgente di riformare le normative sul fuoco, ma anche mostrò come il cemento armato fosse un materiale molto resistente agli incendi, pertanto evidenziava come fosse necessario il suo utilizzo nelle costruzioni alte [4]. Inoltre, al giorno d'oggi, le avanzate tecniche di costruzione, gli incredibili aumenti di resistenza del cemento e delle barre d'acciaio, l'introduzione di materiali che servono da smorzatori sismici e da isolatori acustici hanno migliorato sempre più la sua longevità [4].

Non vanno dimenticate altre componenti secondarie di fondamentale importanza in questo sviluppo. Sono questi gli anni dell'introduzione nel mercato dei telefoni e degli ascensori nel mondo costruttivo [4], i quali favorivano il trasporto di materiali in maniera rapida e davano la possibilità di comunicare ad altezze differenti.

Passando al secolo successivo l'edificazione di strutture di grande altezza ha avuto una grande progressione. Il notevole sviluppo ha portato ad un rapido incremento delle altezze massime raggiungibili, come si può osservare nella Fig. 1. Il tutto si è tramutato in una vera e propria sfida che, iniziata in America, si è trasferita ben presto nei paesi asiatici ed orientali, come si osserva in Fig. 2. Si stima come la velocità di aumento dell'altezza si sia moltiplicata quasi per tre. Difatti, mentre l'altezza massima alla fine del ventesimo secolo era di 500 m, attualmente ci sono progetti con altezze che addirittura superano i 1200 m [5,6]. Oggigiorno, il record è tenuto dalla Burj Dubai con i suoi 828 m.

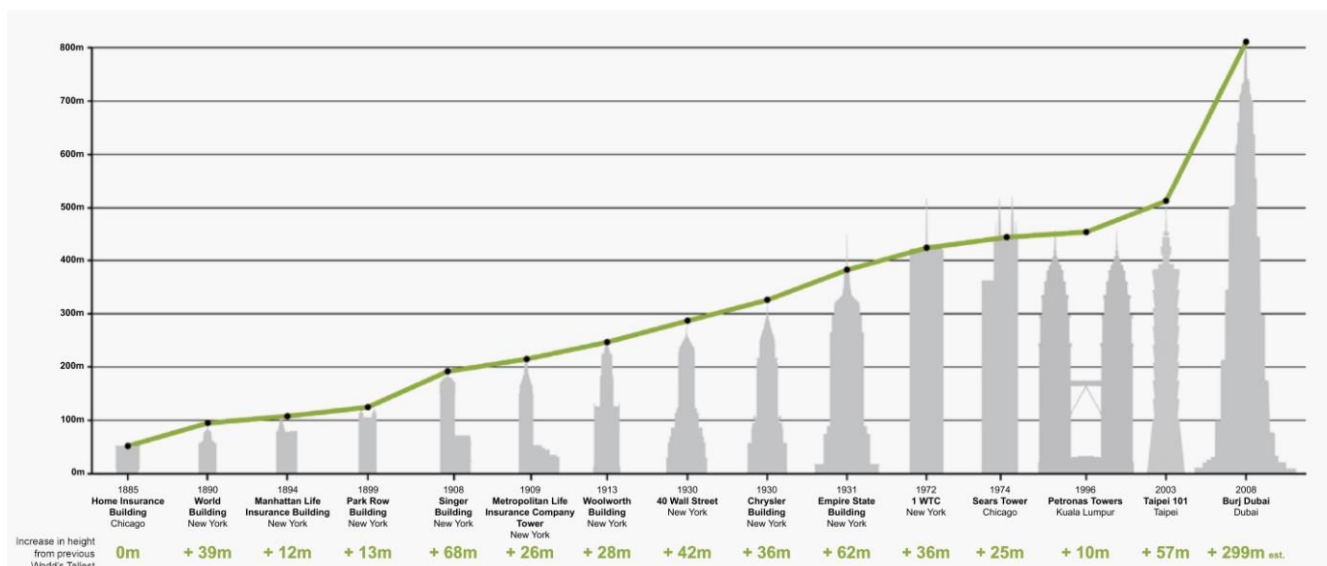
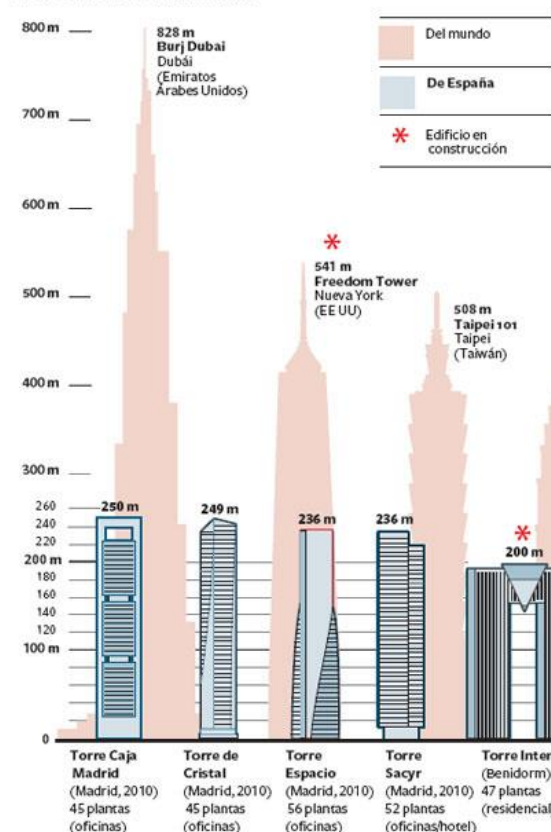
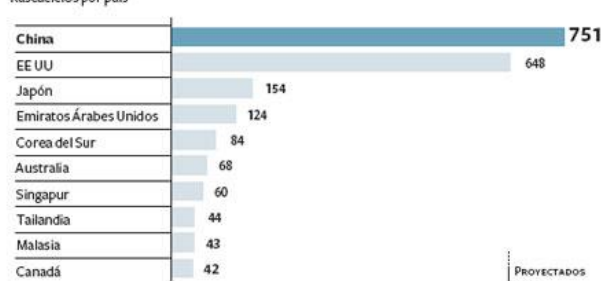


Fig. 1 Evoluzione nel tempo delle strutture di grande altezza [CTBUH]

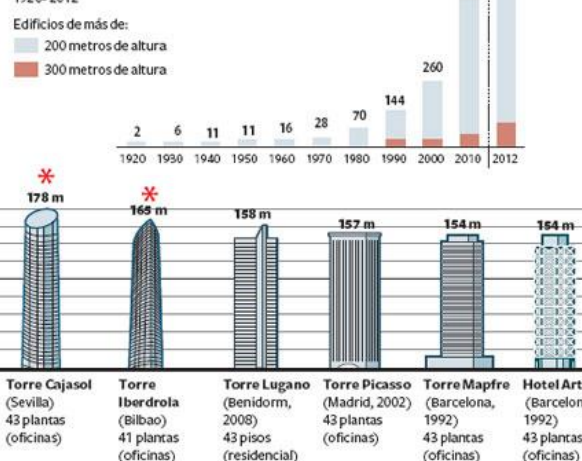
Los edificios más altos



LOS 10 PAÍSES CON MAYOR NÚMERO DE EDIFICIOS DE MÁS DE 150 METROS DE ALTURA



EVOLUCIÓN DEL NÚMERO DE RASCACIELOS EN EL MUNDO 1920-2012



Fuente: skyscrapers.com. <http://www.ctbuh.org/> y elaboración propia.

EL PAÍS

Fig. 2 Schema attuale delle maggiori costruzioni di grande altezza [skyscrapers.com]

Concludendo, si evince come gli edifici di grande altezza presentino una forte sfida in termini sia di design che di costruzione. Il loro progetto e la loro costruzione richiedono un approccio integrato e l'auspicio che i diversi ingegneri, con formazione distinta, interagiscano tra di

loro in modo efficiente dall'inizio del progetto stesso. L'idea alla base è dunque quella di un 'integrated team' [4].

1.2 Aspetti strutturali nelle costruzioni alte

[4] Gli edifici di grande altezza sono formati da elementi strutturali tipici utilizzati anche nelle basse costruzioni, ossia i piani e le travi, le colonne e il nucleo. Il loro utilizzo nelle strutture alte può molto spesso richiedere requisiti aggiuntivi sulla loro performance e un'attenzione particolare durante il progetto da parte degli ingegneri.

[4] Per quanto concerne i vari livelli di piano, essi hanno la funzione di supportare il carico applicato e di ripartirlo negli elementi strutturali portanti. Il tutto dipende quindi dal sistema strutturale assunto. Ma non solo, essi possono anche contribuire ad incrementare la capacità resistente laterale e molto spesso per aumentare quest'ultima, possono anche essere aggiunte delle travi integrate ai piani di costruzione incrementando dunque la rigidezza.

[4] Vi sono poi le colonne che, dopo il core, sono i principali elementi portanti delle strutture alte. Esse supportano il piano e trasferiscono le sollecitazioni al piede della struttura, quindi alle fondazioni. Le mega colonne vengono generalmente posizionate ad intervalli regolari; si stima infatti come una spaziatura economica sia di 6-10 metri in quanto capace di produrre colonne di dimensioni non troppo elevate. Si tende perciò a massimizzare l'interasse tra due pilastri.

Nel caso in cui siano presenti delle luci importanti tra core e colonne, potrebbero essere impiegate anche delle colonne interne in modo tale da ridurre la distanza.

Inoltre, sapendo che il core normalmente assorbe circa il 60 % del carico verticale di progetto, si può affermare come le colonne abbiano il compito di trasportarne la restante parte, ossia il 40 %.

[4] Nel caso in cui ci fossero delle colonne molto caricate, una considerazione opportuna sarebbe quella di impiegare delle colonne composite. Quando si parla di colonne miste ci si riferisce a sezioni prefabbricate in acciaio inserite nel calcestruzzo. Una sezione di questo genere aumenta notevolmente la capacità portante assiale rispetto al semplice caso di una colonna in cemento armato. Una ulteriore soluzione, rimuovendo il profilo, sarebbe quella di utilizzare un calcestruzzo ad alta/altissima resistenza.

Le colonne composite vengono solitamente usate quando le colonne in cemento armato non sono capaci di garantire requisiti di forma e di resistenza di carico, come ad esempio la verifica agli stress assiali.

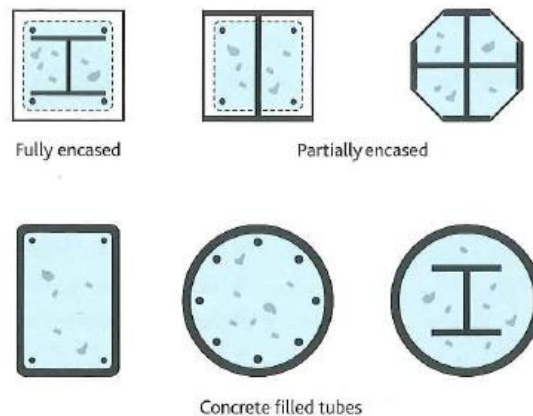


Fig. 3 Possibili configurazioni di colonne composite [4]

[4] Infine vi è il shear-wall che ha due funzioni principali. In primis, grazie alla loro rigidezza di piano riescono a contribuire alla resistenza verso le azioni laterali, importantissime nelle strutture alte. In secondo luogo, hanno anche funzione portante dei carichi gravitazionali.

La composizione e la combinazione di questi elementi strutturali base guidano a distinti sistemi strutturali adottabili nei grattacieli.

L'idea di una suddivisione dei sistemi strutturali fa parte della storia recente ed è datata al secolo 1900. Durante il decennio del '60, c'è stato un drammatico miglioramento nella tecnologia delle strutture di grande altezza e con questo è stata necessaria inevitabilmente anche una evoluzione negli aspetti strutturali. Infatti, subito dopo la fine della seconda guerra mondiale, l'architettura cominciava ad adattarsi ai nuovi principi del Modernismo. Si volevano perciò dei sistemi strutturali più efficienti e che si adattassero alle nuove tecnologie e principi sviluppati [7].

[4] La scelta del migliore sistema strutturale per un edificio di grande altezza dipende da una vasta gamma di fattori e al tempo stesso non risulta certamente limitata a questi. Tra di essi si annoverano la locazione geografica, le dimensioni in pianta, la destinazione d'uso e soprattutto l'altezza da raggiungere, non tralasciando gli aspetti estetici e strutturali legati all'architettura.

[4] Come ben si sa, in questo tipo di strutture il core riveste un ruolo di fondamentale importanza. Ad esso è infatti legata gran parte della stabilità laterale e della capacità di evitare il ribaltamento. Pertanto, è compito degli ingegneri strutturisti capire dove sia meglio posizionarlo e quale debba essere la sua dimensione.

Generalmente, il nucleo viene posizionato centralmente, anche se questa non è regola obbligatoria. Tuttavia, posizionandolo troppo lontano dalla zona centrale della struttura potrebbe necessitare ulteriori sistemi strutturali al fine di raggiungere una maggiore stabilità.

Un gran contributo all'evoluzione dei grattacieli nei decenni è stato servito da Fazlur R. Khan. Il suo Structural System Chart aiuta alla comprensione del comportamento strutturale e alla scelta del miglior sistema da assegnare alla costruzione stessa. Egli sosteneva come la scelta del sistema strutturale fosse dettata dalla logica strutturale.

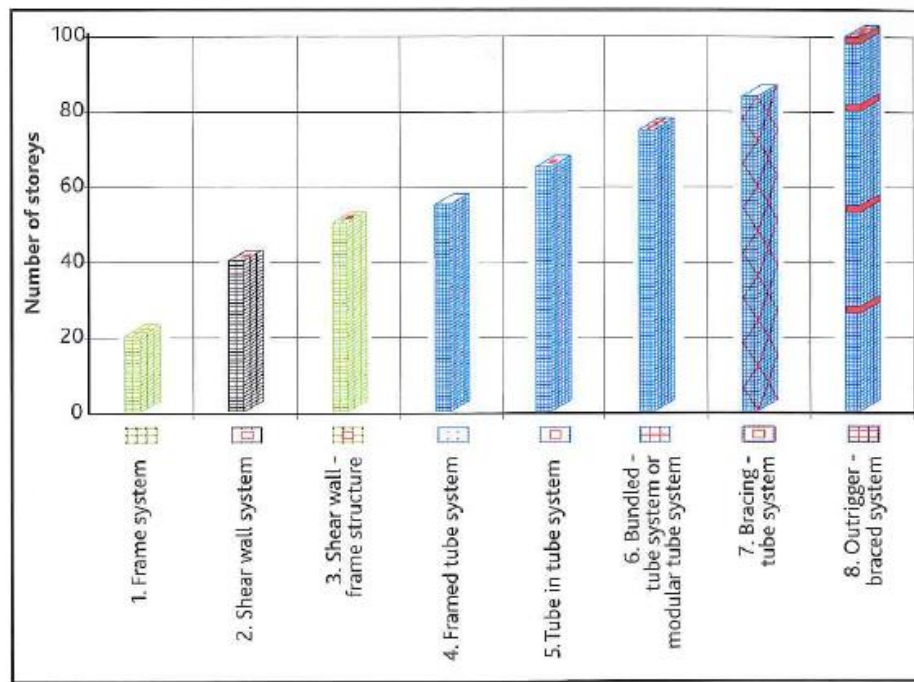


Fig. 4 Structural System Chart proposto da Khan [4]

[4] Per 'Frame System' si intende una struttura semplice nella quale le travi e i pilastri sono connessi in modo rigido e producono dei momenti resistenti nelle due direzioni ortogonali dando così resistenza nei confronti dei carichi gravitazionali e laterali.

Ogni telaio ha una certa percentuale di importanza alla resistenza dei carichi laterali, funzione della sua rigidezza relativa relazionata alla rigidezza totale dell'intera struttura a telaio.

Inoltre, risulta essere una delle soluzioni più economiche e si stima che una lunghezza ottimale della luce della piastra di piano sia di circa 8-9 metri, anche se, come sostenuto dalla *fib*, questo dipende dall'altezza della costruzione. In ogni modo, si ritiene che sia una soluzione applicabile fino ad altezze di 75 metri, quindi per basse strutture.

[4] Per Shear-wall system si intende un sistema costituito da muri a taglio che resiste alle azioni laterali nelle due direzioni perpendicolari. Solitamente, questi shear-walls vengono posizionati in prossimità della zona centrale della struttura ed ospitano i servizi della stessa, come ad esempio il vano ascensori. Essi provvedono dunque a fornire un notevole irrigidimento alla costruzione.

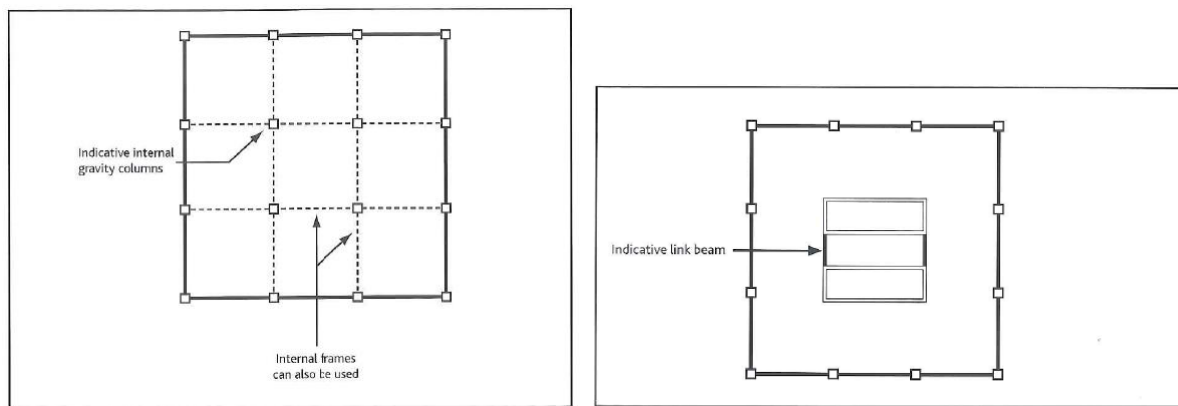


Fig. 5 Frame system, Shear-wall system [4]

Un'alternativa a questa soluzione centrale è quella di disporre i muri a taglio in tutta la pianta dell'edificio creando una certa dispersione. In questi casi è sempre meglio comunque assicurare una certa simmetria nelle dimensioni e nella posizione al fine di evitare effetti torsionali (twist movement).

È una soluzione che si presta molto bene per altezze che raggiungono i 120 metri. Si potrebbe magari pensare di aumentare le loro dimensioni per permettere il raggiungimento di quote più elevate, ma in questi casi è meglio virare su altri sistemi più economici.

[4] Dalla combinazione dei due precedenti sistemi si ottiene il 'Shear-wall and frame system'. La nuova rigidità raggiunta grazie alla combinazione della rigidità laterale servita dal sistema intelaiato e di quella fornita dal sistema di muri a taglio permette di raggiungere anche altezze di 160 metri.

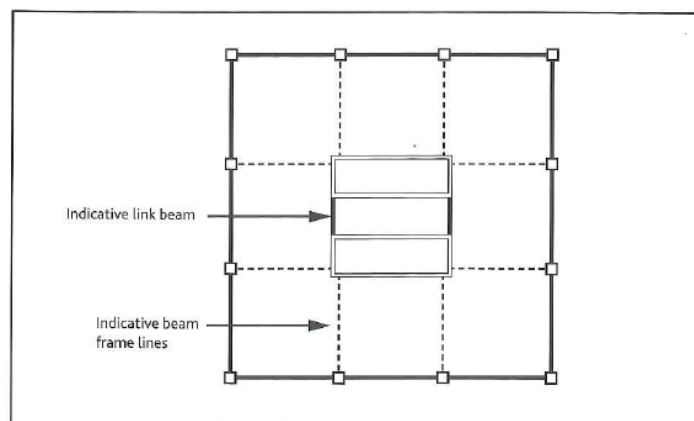


Fig. 6 Shear-wall + frame system [4]

In questa tipologia vi è un'interazione molto importante tra shear walls e frames. In questa, al top il core fatto di shear wall è vincolato dall'azione del telaio, viceversa più in basso sono i frames ad essere vincolati tramite uno shear wall. Ne nasce così un ottimo sistema capace di

contenere in un range accettabile le compressive deformazioni laterali e di raggiungere una grande capacità resistente laterale. Il comportamento si nota nella figura successiva:

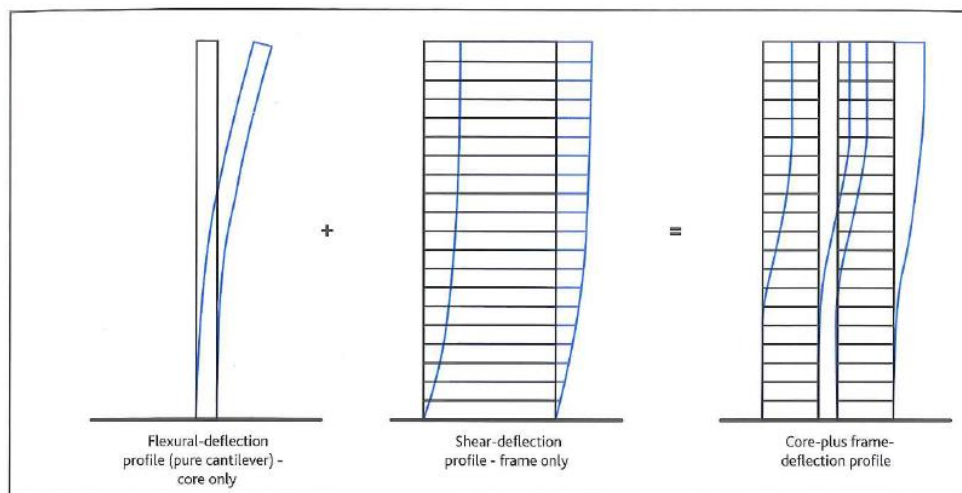


Fig. 7 Comportamento globale della struttura shear walls + frames [4]

[4] Un quarto tipo di sistema strutturale è il 'Framed-tube system'. Esso è formato da uno schema vuoto internamente con una grande distanza tra gli elementi tesi e compressi in entrambe le direzioni in modo da aumentare in entrambe le direzioni le capacità resistenti alle azioni laterali.

Le colonne sono poco distanziate tra di loro, circa 2/4 metri, e sono connesse alle travi creando così un telaio molto rigido perimetrale. Si ottiene pertanto un sistema risultante che agisce come una mensola verticale vuota e che permette di raggiungere altezze di 170.

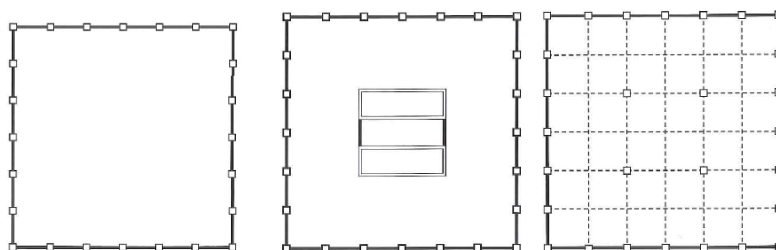


Fig. 8 Framed tube, tube-in-tube and bundled-tube systems [4]

Il quinto sistema analizzato da Khan è il 'tube-in-tube', il quale combina il quarto sistema con dei muri a taglio interni in c.a. che hanno funzione di irrigidimento. È un sistema molto simile al terzo, tuttavia essendo molto più pesante e robusto fornisce una maggiore resistenza laterale. Con esso si raggiungono quote di progetto di circa 200 metri.

Per poter aumentare le altezze, arrivando a circa 225 m, è necessario passare al 'bundled tube system', considerata già una buona soluzione se si vuole pensare ad edifici molto alti

oltre i 70 piani. In questa struttura è aumentato il numero dei telai introducendo un'anima interna oppure degli elementi intelaiati interni che dividono l'intera costruzione in una serie di sottomoduli.

Tuttavia, tutti questi sistemi strutturali non permettono di raggiungere un record in termine di altezza. Bisogna pertanto passare alle costruzioni super alte, oltre i 300 metri. È possibile raggiungere queste quote attraverso altri due sistemi strutturali.

[4] Si introduce così il 'Braced tube system', molto simile al 'bundled', che utilizza dei sistemi diagonali controventati in aggiunta al telaio perimetrale. Si incrementa in maniera considerevole la rigidità laterale.

L'ultima soluzione, la più potente, è la 'Outrigger-braced system', che permette quote molto maggiori a 350 metri. Tale opzione limita fortemente il problema del differential shortening.

Oltre alle normali colonne perimetrali, vengono aggiunti dei pesanti diaframmi orizzontali ad intervalli di altezze regolari, profondi circa 1 o 2 piani e connessi al core con le colonne esterne. Questo sistema, non solo migliora la rigidezza totale della struttura alle azioni orizzontali, ma è capace di limitare al minimo anche il problema degli accorciamenti differenziali tra nucleo e colonne [8].

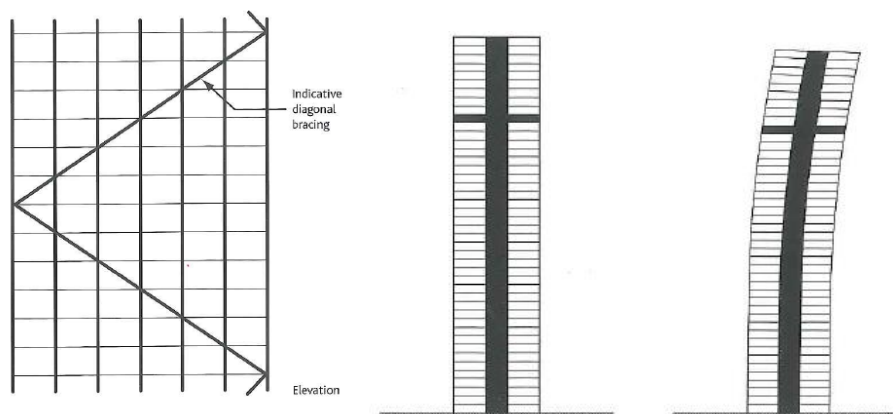


Fig. 9 Bracing system, Outrigger system [4]

Infine, sulla base delle considerazioni prese in analisi si vanno a distinguere strutture in cemento armato da strutture composite. Se tutto è molto tradizionale nel primo caso con colonne e nucleo interamente in c.a., le cose cambiano radicalmente quando si passa ad una struttura composita.

Vi sono due tipologie distinte di sistemi strutturali compositi frequentemente utilizzati. Il primo tipo è formato da un nucleo in cemento armato e colonne esterne in acciaio. Un'altra invece consiste di un sistema travi-colonne periferico in c.a. con colonne interne in acciaio. Mentre, una variante più semplice e di rapida costruzione è costituita da una struttura base in acciaio e da profilati in acciaio inseriti nelle colonne periferiche riempite di cemento.

Ancora, una seconda variante della seconda tipologia è fatta da un sistema strutturale con un pesante nucleo in acciaio e colonne esterne composite [9].

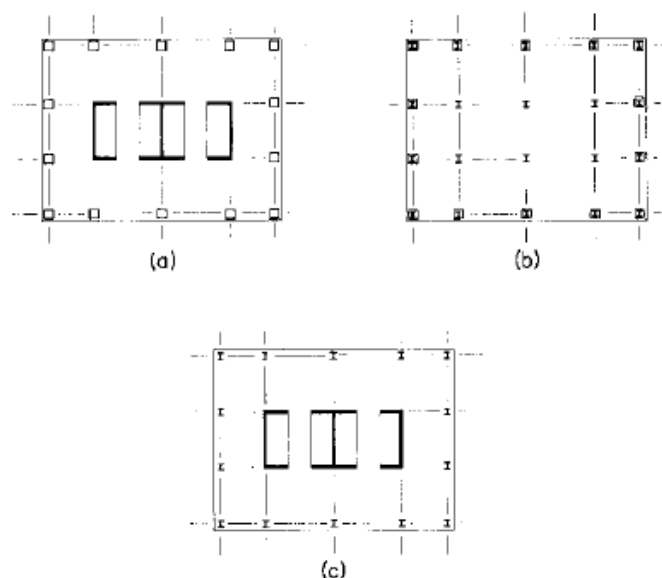


Fig. 10 Sistemi strutturali: a) sistema in c.a., b) sistema misto con colonne interne in acciaio, c) nucleo in c.a. con colonne esterne in acciaio [9].

1.3 Comportamento verticale a breve e lungo termine

Uno dei principali problemi nella vita di servizio del grattacielo è il problema legato all'accorciamento degli elementi verticali causato da effetti a breve e lungo termine, da deformazioni elastiche ed inelastiche come creep e shrinkage. Va detto comunque che questo genere di shortening avviene anche negli edifici di piccola altezza, anche se tuttavia gli stress applicati in questo caso sono decisamente minori e le deformazioni accumulate piano per piano risultano trascurabili per via della lieve altezza [11]. D'altra parte, più l'altezza aumenta e più gli effetti dovuti al carico gravitazionale tendono ad aumentare gli accorciamenti elastici e quelli dovuti al creep, mentre gli accorciamenti per ritiro si sviluppano principalmente nel lungo termine.

Nelle strutture che si costruirono nei primi anni '60 con l'utilizzo del calcestruzzo in combinazione alle barre rinforzanti in acciaio si cominciò a manifestare per le prime volte il problema legato agli accorciamenti assiali differenziali degli elementi verticali [3]. Si notava, difatti, che non considerando gli effetti dovuti al creep e al ritiro si creavano nelle colonne e nel nucleo casi di sovrastress e talvolta anche problemi di cracking negli elementi orizzontali. Cominciava quindi ad essere necessaria la valutazione dei **DAS (Differential Axial Shortening)** nelle strutture di grande altezza.

Negli edifici alti che presentano elementi verticali in cls, creep e shrinkage generano ad ogni piano una variazione dell'accorciamento assiale. Il problema si manifesta sia in fase di costruzione dell'opera sia nella vita della struttura, in altre parole sia nel breve sia nel lungo termine.

A causa poi della natura cumulativa nel tempo e nell'altezza di tali accorciamenti, non considerarli nelle colonne e nei setti porterebbe ad un problema non trascurabile. Ad esempio, in un edificio in calcestruzzo armato costituito da 80 piani si stima che l'accorciamento elastico della colonna sia di circa 65 mm, mentre quelli dovuti a creep e ritiro siano compresi circa tra 180 e 230 mm [9].

Volendo avere un'idea più generale sugli ordini di grandezza, si stima che la deformazione elastica avanzi con un tasso di progresso di 0.5 mm/m, mentre la deformazione totale di 1mm/m.

[10] Generalmente, il nucleo in calcestruzzo risulta l'elemento più rigido della struttura ma anche quell'elemento che presenta significative variazioni negli accorciamenti per via del crescente carico assiale. La possibilità di andare a compensare le deformazioni elastiche durante il periodo di costruzione, portando ogni piano alla quota nominale, produce una distribuzione degli accorciamenti assiali lungo l'altezza in modo non uniforme. Si potrebbe pensare di compensare con getti successivi una buona parte delle deformazioni differite durante le fasi costruttive, ma tuttavia questa non risulta una buona idea se si pensa agli effetti che si avrebbero nella vita utile dell'edificio. Difatti, il differente accorciamento differenziale che vi è tra colonne e nucleo genera una deformazione dell'impalcato con successivi problemi negli impianti collegati ad ogni piano e il pericolo di un possibile aumento delle sollecitazioni nelle stesse strutture connesse. Da tutto ciò pertanto emerge come sia necessario compensare gli shortenings ai diversi impalcati già in fase costruttiva.

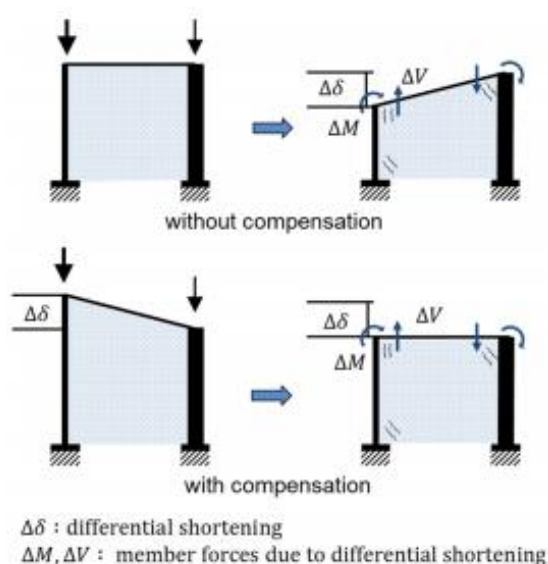


Fig. 11 Accorciamento differenziale con e senza compensazione [8]

Nella figura successiva si osserva un esempio di danneggiamento che si manifesta in una composizione di elementi strutturali e non, nel momento in cui gli effetti differenziali verticali dovuti al comportamento reologico non vengano presi in considerazione. Si nota non solo il crack e la deflessione del pannello, ma anche effetti comuni di danneggiamento sugli elementi strutturali. Tra questi, vi è la classica inclinazione della piastra di piano e la nascita di momenti flettenti secondari e sollecitazioni taglienti nelle travi di collegamento.

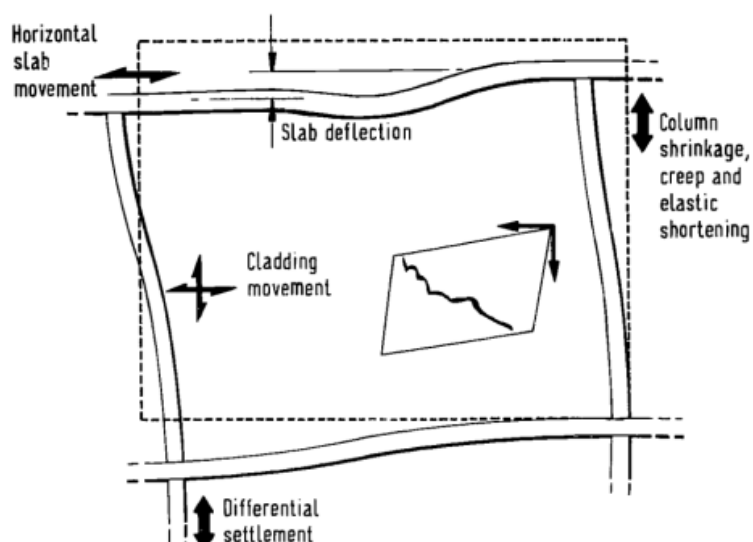


Fig. 12 Effetto dell'inclinazione di piano [9]

Se gli elementi orizzontali sono connessi in modo rigido agli elementi verticali, il DAS può causare forze interne rilevanti alle strutture orizzontali rigidamente collegate. Per questo durante il progetto strutturale le forze interne nascenti devono essere prese in considerazione [12].

Inoltre, è doveroso specificare come il comportamento vari da caso a caso. A tal proposito al fine di diversificare le conseguenze che vi si possono osservare si distinguono diversi generi di edifici alti [10].

Una struttura di grande altezza può avere tre diverse opzioni:

- Nucleo centrale in cls armato e colonne in acciaio;
- Nucleo centrale in cls e colonne miste acciaio-cls;
- Nucleo centrale e colonne interamente in cls.

[10] Per quanto concerne la prima possibilità, gli accorciamenti differenziali dovuti ai fenomeni inelastici lenti come creep e ritiro risulta maggiori in quanto il nucleo fluisce viscosamente e presenta ritiro, al contrario delle colonne che presentano solamente accorciamenti di natura elastica.

D'altra parte, adottando un nucleo in calcestruzzo con colonne miste, anche queste ultime presentano fenomeni lenti dovuti al conglomerato; qui il comportamento è influenzato nettamente dalla quantità e dal modo in cui vi è disposto l'acciaio nella colonna stessa.

Se invece si fa riferimento ad una struttura eretta interamente in cls, sia colonne sia nucleo saranno soggetti alle deformazioni lente di creep e ritiro, tuttavia in modo differente. In tutto questo, i parametri fondamentali che vanno ad influenzare il differente shortening sono il valore dello stato tensionale ed il parametro relativo alla superficie esposta all'atmosfera, varrebbe a dire il rapporto volume superficie v/s o in altri termini lo spessore fittizio $h = 2Ac/u$ (dove u è il perimetro a contatto con l'atmosfera). Nel dettaglio, si afferma come le mega colonne presentino un creep maggiore dovuto essenzialmente ad uno stato di tensione maggiore e ad un valore v/s minore, in maniera diametralmente opposta rispetto a quanto vi accade nel nucleo.

Pertanto, si intuisce come i diversi accorciamenti differenziali dipendano fortemente dalle caratteristiche dei calcestruzzi impiegati e dalla geometria degli elementi in analisi.

Questi fattori appena citati rappresentano, tuttavia, solamente una porzione della vasta gamma di fattori che possono influire i diversi accorciamenti differenziali tra colonne e shear wall. Difatti, anche se in letteratura vi è a disposizione una buona mole di ricerche e informazioni a proposito di fluage e ritiro, non tutte risultano essere direttamente applicabili. Come si vedrà infatti nel successivo capitolo, tali effetti reologici devono essere modificati in accordo all'elemento strutturale, in quanto ottenuti su campioni standard e in condizioni controllate di laboratorio con l'applicazione del carico in un unico incremento. Come ben noto invece, nella realtà le colonne vengono caricate in tanti incrementi quanti sono il numero di piani al di sopra della colonna considerata. Per esempio, in una costruzione di 50 piani costruita in 50 settimane la colonna al primo impalcato riceverà il 2% del carico di progetto ogni settimana durante il periodo di costruzione [3].

Si intuisce quindi che il miglior modo per cogliere il fenomeno legato agli accorciamenti differenziali sia condurre un'analisi 'floor by floor', o in altri termini 'staged construction', varrebbe a dire uno studio che prenda in considerazione step by step l'intero processo di costruzione dell'intera struttura [13].

1.4 Obiettivi della tesi

L'intero percorso di tesi ha come obiettivo la risoluzione dell'ostico problema legato al differential shortening con l'ideazione di un'opportuna metodologia di calcolo analitica che possa prevedere in anticipo il risultato che viene fuori da un'analisi con un software agli elementi finiti.

Molto spesso, prima di implementare la struttura in un codice di calcolo, è difatti necessario conoscere a priori quali possano essere i risultati attesi. Tutto questo viene richiesto in modo tale da non incorrere in possibili errori connessi ad una cattiva modellazione strutturale e a risultati non veritieri che potrebbero venire fuori dopo un solo tentativo tramite il programma.

D'altra parte, una volta ottenuto il risultato analitico, il quale può presentare un margine di errore di circa il 10 %, può essere opportuno raffinare la valutazione finale mediante un software che sia capace di tenere in conto un processo del tipo 'staged construction'.

All'obiettivo della valutazione del differential shortening e dell'introduzione di una tecnica di presetting, viene accompagnato infine quello relativo ad una valutazione ponderata ed ottimale della soluzione strutturale più idonea. In questa sezione, vengono prese in considerazione delle particolari modifiche strutturali e/o sezionali che permettono di scegliere la combinazione colonna/nucleo più adatta.

2. Normativa

Le colonne e il nucleo degli edifici di grande altezza vengono costruite nella maggioranza dei casi in calcestruzzo, al quale vengono aggiunte barre di acciaio e/o profili metallici in base alla tipologia strutturale adottata. Questi materiali a loro volta durante la costruzione e nella vita utile della struttura sono soggetti agli accorciamenti assiali elastici, viscosi e di ritiro, i quali aumentano all'aumentare dell'altezza dell'edificio.

Si vedranno dunque in questo capitolo quali sono le cause e gli effetti degli accorciamenti elastici ed inelastici, dando dunque una panoramica su tutto ciò che è necessario per la valutazione dei Differential Axial Shortening (DAS) negli elementi in calcestruzzo.

Vi possono essere in casi di strutture composite colonne interamente in acciaio. In tali situazioni, è ben noto che l'elemento risentirà univocamente di una deformazione elastica dal momento che l'acciaio non è soggetto ad effetti a lungo termine.

Nel caso di colonna composita, la sezione cemento-acciaio è soggetta a deformazioni a lungo termine per via del comportamento reologico del calcestruzzo. Difatti, quando un elemento in cls è soggetto ad un carico, la sua risposta sarà sia immediata sia tempo-dipendente. Per di più, in casi di elementi in c.a. e compositi l'acciaio ha azione benefica in quanto limita gli effetti a lungo termine.

È bene, infine, precisare come shrinkage e creep sono proprietà tempo dipendenti che devono essere prese in conto non solo nella valutazione degli spostamenti verticali, bensì anche nelle verifiche allo stato limite di servizio.

2.1 Deformazione nel cemento

La deformazione complessiva di un calcestruzzo sotto carico costante e in condizioni ambientali uniformi è data dalla somma di tre contributi:

- Deformazione elastica ϵ_0
- Deformazione per creep ϵ_c
- Deformazione per shrinkage ϵ_{sh}

$$\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_c + \epsilon_{sh}$$

Il comportamento globale di un provino sotto una situazione di carico costante è riportata di seguito:

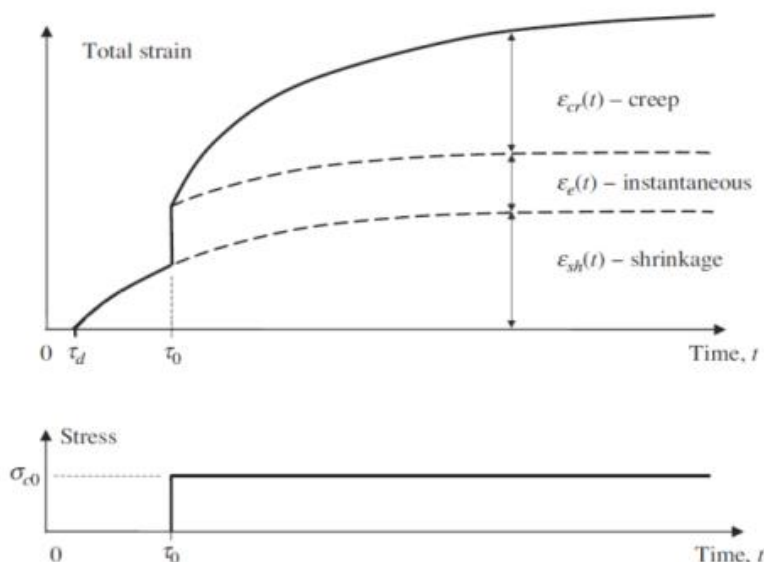


Fig. 13 Deformazione globale del cemento sotto carico costante [14]

Come è possibile osservare, la deformazione per ritiro non dipende dal carico e comincia già a tempo iniziale. D'altra parte, al tempo di applicazione del carico si osserva una deformazione istantanea elastica più una per fluage che si evolve nel tempo a lungo termine come il ritiro. Queste due, creep e shrinkage, sono le deformazioni differite del calcestruzzo, ossia deformazioni che presentano una progressione nel tempo. A loro volta, il trend degli effetti reologici assume valori maggiori nei primi stadi di carico quando il cls è giovane, mentre successivamente allo sviluppo di rigidità da parte del materiale presenta un tasso decrescente.

Generalmente, sotto la condizione di servizio, la deformazione elastica di una colonna in c.a. è di 500-1000 $\mu\epsilon$ (microdeformazioni 10^{-6}), mentre il creep tende ad aumentare da 1.5 a 4 volte il valore della deformazione elastica iniziale [14]. D'altra parte, il ritiro è tipicamente compreso tra 200-1000 $\mu\epsilon$ [3], dove valori comuni sono di 350 $\mu\epsilon$ per il cemento e di 250 $\mu\epsilon$ per il cemento armato.

2.2 Deformazione elastica

La deformazione elastica avviene in modo istantaneo al momento dell'applicazione del carico e dipende dall'età del cemento al momento dell'applicazione del carico oltre che dall'ampiezza dello stress [15,16].

In funzione dell'età di applicazione dello stress, il cls può aver sviluppato delle resistenze. Inoltre, maggiore è la sua resistenza, maggiore sarà il suo modulo di Young.

Inoltre, il modulo di elasticità mostra la tendenza di un calcestruzzo a deformarsi elasticamente. Esso è definito come la pendenza della curva stress-strain entro il limite elastico del materiale stesso [16,17].

Nella figura successiva si riporta il comportamento di un cemento nelle fasi di carico e scarico:

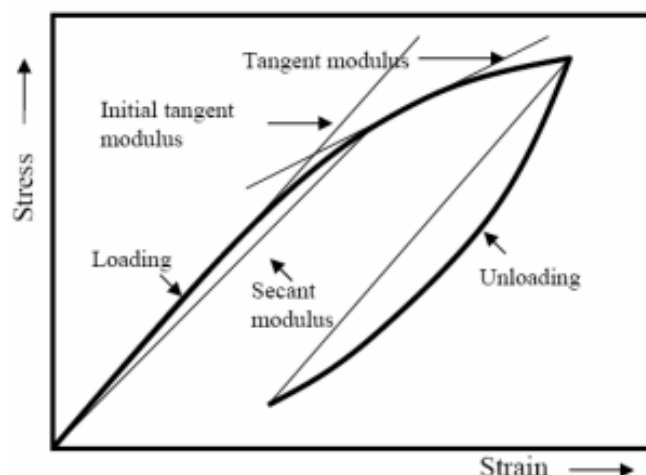


Fig. 14 Comportamento stress-strain del calcestruzzo [17]

Solitamente, ai fini di un progetto strutturale, viene utilizzato il modulo secante di elasticità, il quale è definito come la pendenza della retta che parte dall'origine e interseca la curva in prossimità del limite elastico del materiale.

2.3 Deformazione per shrinkage

La deformazione di ritiro non è dipendente dal carico applicato e si sviluppa fin dai primi stadi di vita dell'elemento per via della perdita d'acqua per disidratazione ed evaporazione. Questa contrazione di volume dovuta ad ambienti non saturi di vapore risulta pericolosa per l'elemento strutturale in quanto può generare la nascita di stati tensionali di trazione molto pericolosi in fase d'esercizio dell'opera e indurre in fessurazioni il calcestruzzo. Si stima che avvenga ritiro per RH minori del 95 %, mentre il caso contrario per valori superiori, varrebbe a dire l'espansione. Tuttavia l'espansione non risulta presentare gravi problemi dal punto di vista strutturale/ingegneristico in quanto è impedito dalla natura del cemento, ossia vi è la nascita di tensioni di compressione facilmente tollerabili dal materiale.

Come sostenuto da Aitcin et Al [18] si può suddividere il ritiro in cinque porzioni:

- Il plastic shrinkage, detto anche ritiro fresco, il quale si sviluppa in seguito all'evaporazione dell'acqua dalla superficie del cls a contatto con l'atmosfera quando

è ancora in condizioni plastiche dopo il getto, ossia quando non ha sviluppato l'hardening. La conseguenza di questo ritiro può portare all'insorgere di fessurazioni con successivo calo della durabilità dell'elemento considerato.

- Il thermal shrinkage si sviluppa quando il materiale comincia la fase di presa, ossia in quel momento in cui viene sviluppato calore dalle reazioni chimiche di idratazione; in questa prima fase avviene dilatazione per via dell'aumento di temperatura. Quando la presa è invece terminata comincia ad abbassarsi la temperatura per via della dissipazione di calore per mezzo delle casseforme. Pertanto, per via del raffreddamento il calcestruzzo comincia a sviluppare delle contrazioni.
- Il ritiro autogeno, conosciuto come ritiro di idratazione, si manifesta per via del consumo dell'acqua nell'impasto al momento dell'idratazione del cemento e porta ad una riduzione del volume della pasta. Per di più, il suo valore aumenta al diminuire del rapporto acqua/cemento. Nel caso di cementi ordinari, è doveroso specificare come esso si sviluppi nei primi periodi di vita dell'elemento, infatti il suo trend di evoluzione è molto simile a quella della resistenza a compressione. In altri termini presenta una crescita rapida nei primi giorni sviluppando quasi l'intero contributo (anche fino al 90 %) entro il 28° giorno.
- Il drying shrinkage, dovuto all'essiccamento e all'evaporazione dell'acqua dai pori presenti nella pasta cementizia. Al contrario del precedente, questo ritiro, manifestandosi dall'esterno verso l'interno della massa, ha una crescita molto più lenta e a volte può durare diversi anni. Tuttavia, con il trascorrere degli anni diminuisce sempre più il contributo legato all'essiccamento in quanto va esaurendosi.
- Il ritiro per carbonatazione, il quale si manifesta nel momento in cui l'idrossido di calcio sviluppa reazioni con l'anidride carbonica formando il carbonato di calcio CaCO_3 . Esso si sviluppa inizialmente sulla superficie, indirizzandosi sempre più poi verso il nucleo del cls.

Tuttavia, sapendo che i precedenti fanno per lo più riferimento alla pasta cementizia e che il calcestruzzo contiene anche gli aggregati, i quali non risentono dei fenomeni di ritiro, si può limitare il ritiro al drying e all'autogenous, come fatto anche dal Model Code 2010 e dall'Eurocodice [19,20].

A sua volta, il valore finale di shrinkage dipende da una molteplicità di fattori riguardo le condizioni ambientali, geometriche e temporali. Tra questi vi sono il fattore relativo alla dimensione dell'elemento, all'umidità e allo sviluppo nel tempo. Si traslascia in questa fase il contributo relativo all'armatura in quanto si sta considerando ancora solo il calcestruzzo pieno.

Per quanto concerne la dimensione dell'elemento, presa in conto con la 'member size' da Fintel e con lo spessore fittizio dalle nuove normative, si nota come il ritiro sia molto dipendente dalla geometria dell'elemento, in modo molto più netto rispetto a quanto accade nel creep. Questo comportamento è dovuto al fatto che l'evaporazione interessa la superficie dell'elemento a contatto con l'atmosfera.

Maggiore è il rapporto volume superficie (o lo spessore fittizio), minore sarà il ritiro totale. Per questo, per valori non troppo dissimili di armatura, ci si aspetta che il ritiro della colonna sia maggiore di quello del nucleo.

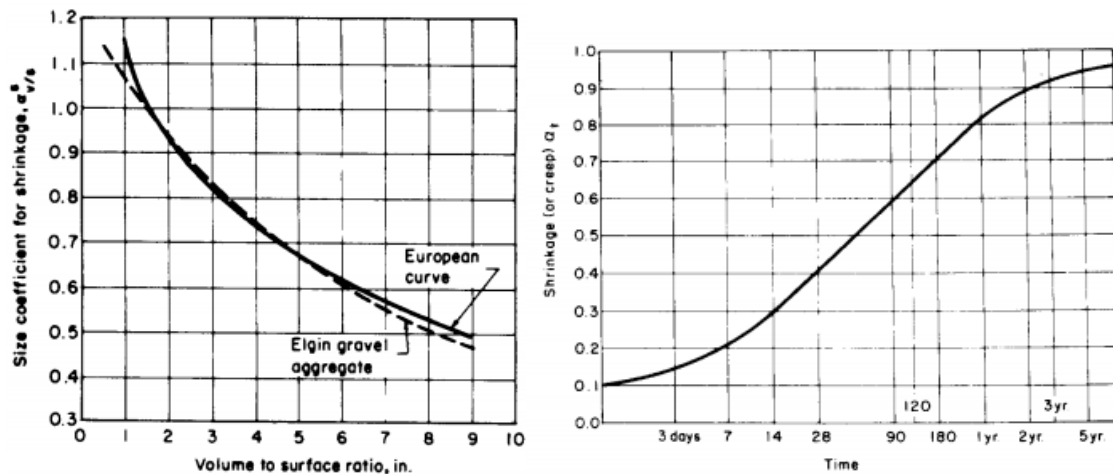


Fig. 15 Fattore di influenza per il ritiro legato alle dimensioni (sinistra), legato al progresso nel tempo (destra) [3].

Come sopra riportato, si osserva anche un generico progresso nel tempo per il ritiro. L'aspetto è molto simile a quello relativo al creep in quanto entrambi sono fenomeni reologici; tuttavia al contrario del creep, che presenterà una curva unica di progresso nel tempo, il ritiro possiede curve diverse per spessori fittizi diversi. A spessore fittizi elevati corrispondono curve sempre più piatte e che tendono a sviluppare sempre più verso infinito il loro intero importo di ritiro.

Vi è infine la dipendenza dalla umidità percentuale. A maggiori valori di umidità corrispondono minori valori di ritiro. È questo il motivo per cui nei primi giorni successivi al getto si effettua il rinomato 'Curing', ossia una procedura attraverso la quale si tende a tenere sempre più umido il cls per evitare che subisca delle contrazioni per via dell'evaporazione d'acqua dai pori.

2.4 Deformazione per creep

Al contrario del ritiro, il quale sviluppo nel tempo dipende fortemente dal perimetro a contatto con l'ambiente, una grande percentuale di creep si sviluppa essenzialmente nei primi anni. Si stima nei primi 4-5 anni.

A differenza della deformazione elastica, la quale è istantanea, la deformazione di creep continua nel tempo sotto l'effetto del carico. Per comprenderne il comportamento, è utile andare ad osservare il Modello di Burgers:

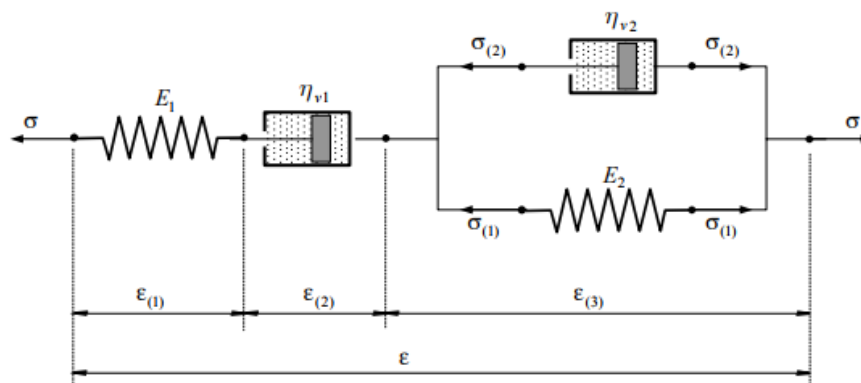


Fig. 16 Modello di Burgers [21]

Il modello, elaborato a scala microscopica, si verifica anche a scala macroscopica nelle prove di creep per compressione uniassiale [22].

Questo modello, detto anche dei 4 elementi, è formato dal modello di Maxwell e dal modello di Kelvin posti in serie. È capace di includere tre modelli di risposta viscoelastica: una istantanea dovuta alla molla E_1 , una viscosa dovuta allo smorzatore η_1 e infine una risposta elastica ritardata dovuta al modello di Kelvin [21].

Nel dettaglio, all'applicazione del carico sull'elemento di cls, questo subisce una deformazione istantanea che cresce poi nel tempo. Tale incremento è proprio il creep. La parte elastica di questa deformazione viscosa viene recuperata alla rimozione del carico, mentre il creep plastico permane in modo irreversibile.

Inoltre, come avveniva per il ritiro, anche il creep può essere suddiviso in due gruppi: basic e drying [3]:

- Il creep basico avviene in condizioni di equilibrio, ossia quando non vi sono passaggi di vapore dal o verso l'ambiente.
- Il drying creep avviene per via dello scambio di umidità tra l'elemento stressato e l'ambiente circostante. Esso si sviluppa nei periodi iniziali sotto carico.

In ogni caso, questa distinzione non viene considerata nella pratica dove il creep è semplicemente considerata come una deformazione tempo-dipendente sotto l'effetto del carico [15] e si tende di solito a far riferimento ad un unico coefficiente [20].

Così come avviene per il ritiro, anche il fluage dipende da molteplici fattori di influenza. Innanzitutto, vi è l'influenza importante del tempo. Il creep dipende in modo forte dalla sequenza di carico e dal tempo totale di applicazione del carico. In altri termini, per il primo aspetto si può dire che un elemento di cls caricato in età giovane presenta una deformazione

di creep molto maggiore rispetto ad un provino che ha già sviluppato notevole rigidità. Per quanto riguarda il secondo aspetto, è chiara l'influenza ad esempio del tempo totale di applicazione del carico (o tempo finale di costruzione); infatti, il coefficiente di creep relativo al carico iniziale applicato tenderà a diminuire sempre più nel tempo procedendo verso il tempo di fine applicazione del carico (o di fine costruzione). Si riportano due figure esplicative di seguito:

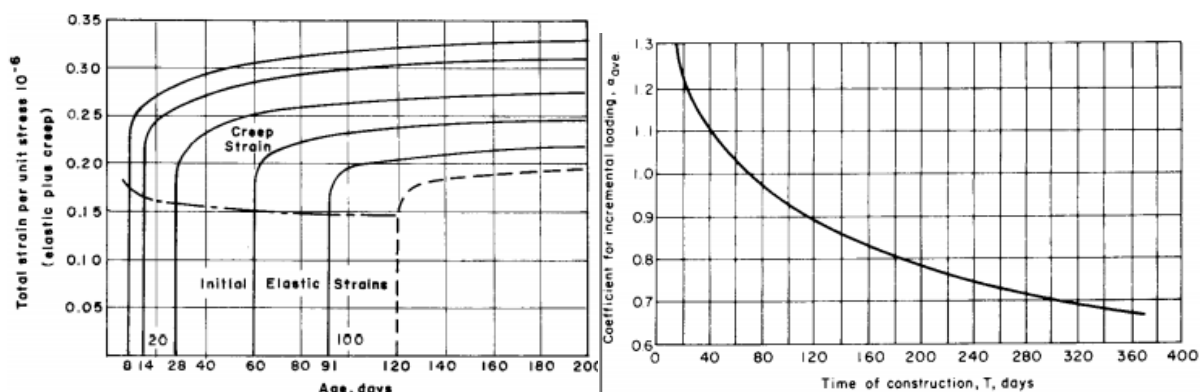


Fig. 17 Dipendenza creep dall'età di carico (sinistra), dal tempo totale di applicazione del carico (destra) [3]

Importante in tal caso è anche la relazione acqua cemento. Difatti a minore rapporto a/c corrisponde una struttura più densa del calcestruzzo a livello microscopico che guiderà ad un effetto viscoso minore.

Altri fattori di influenza sono la resistenza del cemento, l'esposizione ambientale, la dimensione fittizia, anche se molto meno importante rispetto al caso del ritiro, e lo sviluppo nel tempo che presenta un andamento molto simile al caso di shrinkage.

Importante e da verificare è nel caso del creep l'ampiezza dello stress al carico. Infatti quando il carico applicato totale è minore di circa la metà della resistenza a compressione allora ci si ritrova con un creep lineare. Tale è una verifica che va certamente effettuata durante il design di un edificio di grande altezza per non ritrovarsi nel fastidiosissimo campo non lineare.

2.5 Utilizzo di un calcestruzzo leggero LWAC

Si introducono in questo paragrafo le principali caratteristiche dei calcestruzzi leggeri, denominati Lightweight Aggregate Concretes (LWAC), in quanto verranno utilizzati nel caso di studio della Torre de Cristal. Come normativa di riferimento, si può affermare come l'Eurocode si presti molto bene.

I calcestruzzi leggeri hanno una grande importanza nelle costruzioni. Essi possono essere definiti come un tipo di cemento che possiede un agente che tende ad espandersi e che fa crescere il volume del mix dando al tempo stesso qualità importanti come la riduzione del peso. Infatti, questi sono molto più leggeri dei cementi ordinari [23].

Esso è un materiale versatile che consiste di una malta cementizia mixata con una presenza almeno al 20 % di aria [23].

[24] Inoltre, essi sono ben noti per le loro proprietà isolanti sia nei confronti del suono sia nei confronti del calore, oltre la riduzione del dead load della struttura. Hanno anche una buona resistenza al fuoco e al gelo.

Per via del loro peso minore, il loro uso potrebbe favorire anche una notevole riduzione dell'area trasversale dell'elemento strutturale e migliorare le aperture e gli open spaces.

Nonostante sia un cls leggero, è possibile raggiungere elevate resistenze prediligendo un valore del rapporto acqua/cemento molto basso. Ossia, essi presentano una dosaggio di cemento molto maggiore se confrontato con i cementi ordinari. La conseguenza di questi aspetti è un modulo di elasticità nettamente minore e un coefficiente di Poisson relativamente maggiore [24].

Si riporta in basso un confronto tra i moduli di elasticità a 28 giorni per un calcestruzzo ordinario e per uno leggero:

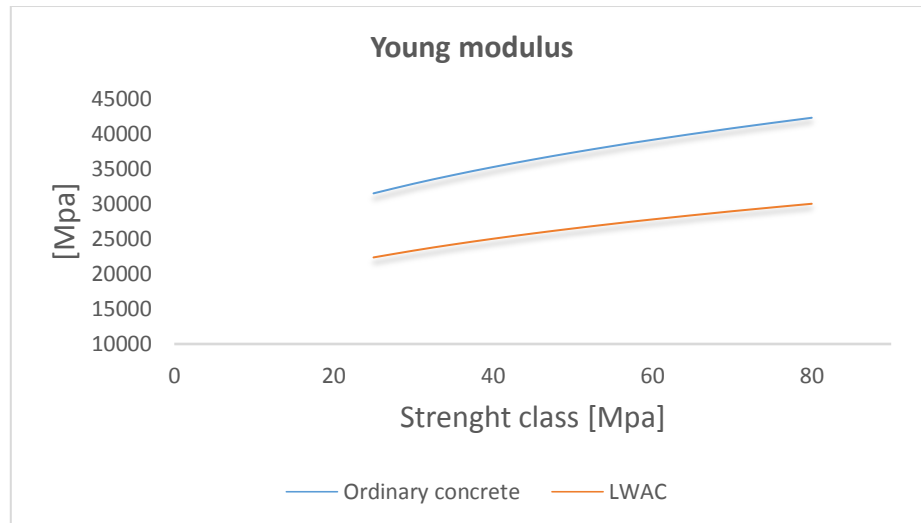


Fig. 18 Confronto moduli di Young per calcestruzzo ordinario e leggero

D'altra parte, bisogna prestare particolare attenzione ai fenomeni reologici anche in questo nuovo caso.

[25] Per quanto riguarda il ritiro, composto da autogenous e drying, dalle varie prove di laboratorio si è notato come nei primi periodi successivi al getto vi sia una tendenza a sviluppare deformazioni minori rispetto al caso dei cementi ordinari. Questo trend si inverte con l'avanzare dei giorni e dei mesi. Questo comportamento conduce a tempo infinito ad

osservare valori globali di shrinkage che superano quelli di un cemento ordinario del 100 – 150 %. Non vi è un valore esatto in quanto tale fattore dipende da molteplici aspetti, quali la resistenza del calcestruzzo, il rapporto a/c e la classe di massa volumica.

Inoltre, in tal caso, la deformazione autogena risulta di particolare importanza in quanto l'apporto di acqua durante la presa e lo sviluppo dell'hardening da parte degli aggregati è contenuto. È possibile dunque ridurre la percentuale autogena usando inerti saturi o parzialmente saturi.

Al fine di avere un'idea circa l'ordine di grandezza, si stima che per spessori fittizi maggiori di 600 mm (usuale nel nucleo) la deformazione di shrinkage passi da un valore di 470 $\mu\epsilon$ nella prima settimana dal getto, a valori di 420 $\mu\epsilon$ dopo i due mesi (in presenza di una umidità al 55 %, simile a quella di Madrid per la Torre de Cristal) [25].

Per quanto concerne invece il creep si ripercorrono gli stessi aspetti strutturali sulla falsariga dello shrinkage, sapendo questa volta che è funzione anche dalla resistenza e del modulo elastico del calcestruzzo.

Come nel caso del ritiro, per una umidità al 55 % e uno spessore fittizio maggiore di 600 mm, il coefficiente di fluage passa da un valore di circa 3 nei primi sette giorni ad un valore di 2 dopo 60 giorni dal getto [25].

Infine, va precisato come le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio seguono le orme dei calcestruzzi ordinari, con formulazioni adeguate al caso dei cementi leggeri. Anche in questi materiali pertanto varranno le classiche ipotesi di base come la conservazione delle sezioni piane, la perfetta aderenza tra acciaio-clt ed una resistenza a trazione prossima a zero [25].

2.6 Utilizzo di un calcestruzzo ad altissima resistenza UHPC

Si introducono in questo paragrafo i concetti base dei calcestruzzi ad altissime prestazioni, denominati Ultra High Performance Concrete (UHPC), in quanto verranno utilizzati nel caso studio della Torre de Cristal.

Come ben noto, l' Eurocodice è inadatto per lo studio di tali materiali in quanto raggiungono al massimo una classe di resistenza di 90 MPa. Si farà dunque riferimento nel caso studio alla Raccomandazione Francese [26] e ad ulteriori documenti comprovati.

[27] Rispetto ai calcestruzzi normali, il comportamento degli UHPC è diverso nel lungo termine. Essi presentano anche un comportamento distinto dal punto di vista meccanico, avendo difatti resistenze a compressione oltre i 150 MPa e resistenze a trazione oltre 7 MPa. Quest'ultima può essere anche maggiore di 20 MPa nel caso di aggiunta di fibre rinforzanti.

[26] In questo caso la denominazione diviene UHPFRC, ossia Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete.

La Raccomandazione Francese classifica gli UHPC con resistenze che vanno dai 150 ai 250 MPa. Si stima addirittura che combinando un trattamento idoneo di curing con calore e un aggregato di alta resistenza come la bauxite si potrebbero raggiungere resistenze di 400 MPa [28].

[27] Dal punto di vista del contenuto, i cementi ad altissime prestazioni presentano un maggiore contenuto di legante, dato da cemento e polvere di silice. Per questo motivo, per via della presenza di polvere di silice, molto spesso questi materiali venivano denominati Reactive Powder Concrete RPC.

Il binder, assieme alla presenza di aggregato di quarzo e al basso contenuto acqua cemento, fa in modo che la sua consistenza sia molto simile a quella di una malta. Tali caratteristiche fisico-meccaniche implicano la necessità di sforzi elevatissimi al fine di osservare micro-cracks nell'elemento.

Per quanto concerne, invece, la legge costitutiva del materiale in compressione, come si vede nella figura sotto, si nota come il calcestruzzo abbia un comportamento elastico in un vasto range di tensione. Mentre, raggiunto il picco, perde le caratteristiche elastiche e si osserva una caduta di resistenza. La pendenza della curva dipende dalla geometria delle fibre e dalla dimensione massima dell'aggregato.

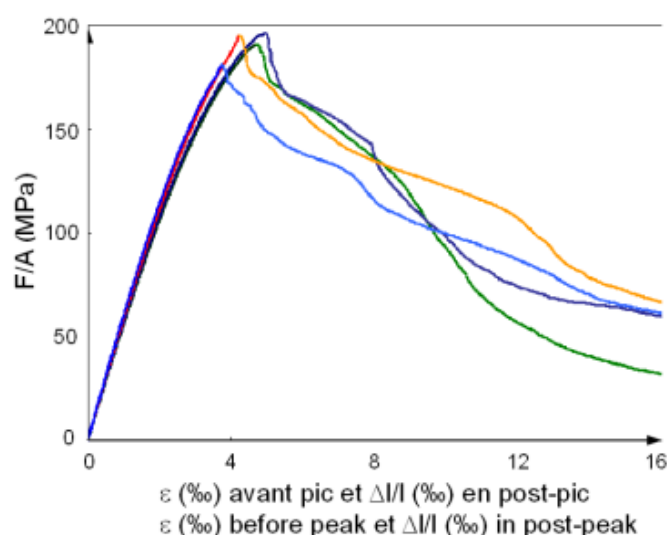


Fig. 19 Comportamento in compressione di un UHPC [26]

La pendenza della curva iniziale invece rivela il modulo di elasticità. Quest'ultimo è compreso tra 40 e 50 MPa, ma può raggiungere valori fino a 60 MPa se si è utilizzato un aggregato di alta resistenza.

[26] I risultati sperimentali tuttavia mostrano la difficoltà di poter giungere ad una formulazione esatta che relazioni il modulo di Young alla resistenza a compressione. Vari autori in questa via hanno proposto formule senza ottenere risultati esenti da limitazioni. Pertanto, la Raccomandazione consiglia di effettuare prove di laboratorio. In ogni caso, in assenza di prove di laboratorio e per verifiche non troppo accurate, per un progetto preliminare si potrebbe assumere un valore di circa 50 MPa.

Al di fuori della Raccomandazione Francese, tanti studiosi continuano ad effettuare ricerche e talvolta riescono a proporre delle formule valide che relazionino la resistenza col modulo. È questo il caso ad esempio del Singapore Concrete Institute (SCI) [29].

Vanno poi presi in considerazione gli effetti reologici.

Riguardo il ritiro, si possono presentare due tipi di shrinkage, varrebbe a dire il drying shrinkage e l'autogenous shrinkage. La prima è generata da una perdita di umidità mentre la seconda dalla contrazione di volume con l'avanzare dell'idratazione del cemento. Tuttavia, in questo genere di calcestruzzi, al contrario di quanto accade per i cementi ordinari, il ritiro è quasi interamente dato dalla porzione autogena che si sviluppa a partire dalle prime 24 ore dal getto. Tale valore può anche raggiungere valori molto elevati fino a 1200 $\mu\epsilon$ per via della grande quantità di cemento che l'impasto contiene. D'altra parte il drying shrinkage è estremamente basso per via della bassa porosità di questo nuovo materiale [4]. Complessivamente si stima che il ritiro totale si sia sviluppato al 97 % entro i primi tre mesi [30], anche se con un trattamento termico si può stabilizzare nei primi giorni.

È necessario per cui introdurre il concetto di trattamento termico. La Raccomandazione Francese ne distingue due [26]:

- Tipo 1: si applica nelle prime ore e corrisponde a un trattamento di calore. Il suo obiettivo è accelerare l'indurimento negli stadi iniziali.
- Tipo 2: si applica quando il cemento è già indurito con l'obiettivo di sviluppare un incremento della resistenza della matrice di cemento e di ridurre le deformazioni differite.

Per mezzo di questi trattamenti si può abbattere notevolmente il valore del ritiro nel primo caso, mentre addirittura nel secondo caso è nulla dopo il trattamento.

Si riporta un esempio dell'andamento del ritiro al variare della classe del calcestruzzo. Si ricorda che il ritiro autogeno cresce all'aumentare della classe di resistenza del materiale, a prescindere che sia un ordinario o uno ad alta resistenza. La linea tratteggiata è dovuta al passaggio dalla classe massima 90 MPa dell'Eurocode alla classe minima di 150 MPa degli UHPC. Nel grafico RH sta per umidità relativa, mentre h per spessore fittizio dell'elemento.

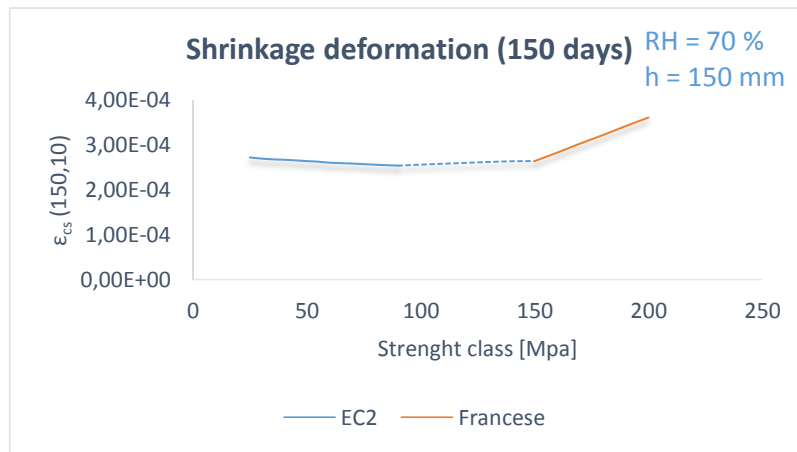


Fig. 20 Andamento del shrinkage a 150 giorni dal getto al variare della resistenza

Per quanto riguarda invece il creep, nel caso degli UHPC e UHPFRC il coefficiente di fluage può essere ridotto in modo netto a circa 0.8. In casi generali, la Raccomandazione Francese distingue tre valori distinti di riferimento base:

- $\varphi=0.8$ in assenza di trattamento
- $\varphi=0.4$ con un trattamento di primo tipo
- $\varphi=0.2$ con un trattamento di secondo tipo

Si conclude dicendo che, se nel caso dei cementi ordinari il coefficiente di creep decresce all'aumentare della classe di resistenza, nel caso degli UHPC il valore finale φ può arrivare a valori tra 2 e 3 per carichi giovani (rispettivamente per un carico applicato a 3 giorni e 1 giorno). La motivazione sta nella grande percentuale di pasta cementizia che essi presentano [28].

Si riporta un esempio dell'andamento del coefficiente di creep al variare della classe del calcestruzzo. Nel grafico t_0 sta per età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico.

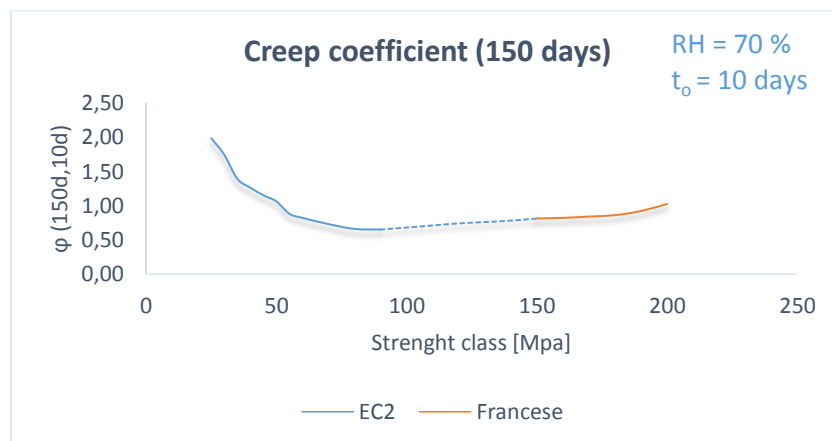


Fig. 21 Andamento del creep a 150 giorni dal getto al variare della resistenza

2.7 Accorciamento assiale

La combinazione a sua volta degli accorciamenti per effetto elastico, viscosità e ritiro portano all'accorciamento totale dell'elemento, ovvero dell'elemento strutturale.

Generalmente, passando alla scala macroscopica delle grandi costruzioni, si può dire che le colonne tendono ad essere maggiormente stressate rispetto al nucleo, quindi saranno soggette a degli axial shortenings di natura più elevata. La differenza, poi, tra i due axial shortenings porta al differential shortening (DAS) tra i due elementi strutturali. Questo DAS cresce all'aumentare dell'altezza della struttura e causa problemi di servizio nella stessa.

Passando dal provino di laboratorio all'elemento strutturale come una mega colonna, nella valutazione dell'accorciamento per creep, così come nell'accorciamento assiale, viene considerato il principio di sovrapposizione degli effetti, il quale è valido nel campo lineare. Secondo quest'ultimo, le deformazioni prodotte nel calcestruzzo ad un generico istante t da un generico incremento di stress è indipendente dagli effetti provocati da un ulteriore carico applicato prima o successivamente. Su questa via, ogni incremento di stress produce una deformazione corrispondente al livello considerato dipendente dal rapporto stress/strength al tempo di applicazione del carico, come in sostanza se fosse l'unico carico al quale la colonna sia sottoposta. Si può ricavare così seguendo tale principio il creep in una colonna soggetti a diversi contributi incrementali di carico [9].

Attraverso una scelta studiata della composizione strutturale è possibile cercare di ridurre questi DAS, ad esempio facendo ricorso a dei profili metallici o aumentando la percentuale di armatura ordinaria, a dei cementi di alta resistenza nella colonna e a dei cementi leggeri nel nucleo. Difatti, costringendo il nucleo a deformarsi maggiormente, ci si avvicina all'accorciamento della colonna e si riesce pertanto a ridurre il DAS.

Un altro modo, usuale per edifici oltre i 300 m, è il ricorso a dei diaframmi orizzontali in intervalli regolari. Essi sono i cosiddetti outriggers, già discussi nel paragrafo 1.2.

C'è tuttavia un piccolo effetto negativo per via della moderna tecnologia di costruzione delle strutture alte. Infatti, gli sviluppi degli ultimi decenni hanno portato alla possibilità di poter costruire sempre più rapidamente i livelli di piano. Al giorno d'oggi è possibile costruire circa un piano a settimana. Ciò vuol dire che al momento dell'applicazione di un nuovo carico, di un nuovo piano, la colonna tenderà ad accorciarsi maggiormente in quanto avrà sviluppata minore resistenza, minore rigidità.

Concludendo, data l'impossibilità di evitare del tutto un DAS con gli accorgimenti precedentemente menzionati, nella quasi totalità dei casi sarà necessario procedere con delle compensazioni, praticamente nella professione conosciute con il termine **presetting**.

Si tratta di sopralzi che vengono dati all'elemento strutturale verticale al fine di evitare problemi di servizio nella vita utile dell'opera nel lungo termine, quali inclinazioni di piano,

fessurazioni, impossibilità di apertura di porte, infissi etc. In altri termini, la colonna viene alzata in determinati piani di un quantitativo millimetrico/centimetrico, sopralzo che poi nel tempo tenderà ad abbassarsi per via degli effetti reologici riportando la colonna alla quota nominale desiderata.

In letteratura sono presenti diversi metodi di presetting da adottare durante la costruzione.

- Basic compensation: compensazione degli accorciamenti che avvengono prima del getto del livello considerato. Questa consiste semplicemente nel riportare alla propria quota nominale, ossia semplicemente costruendo la slab in maniera orizzontale, annullando così tutti gli accorciamenti avvenuti 'before casting slab' [9, 31]. Si tenga bene in mente che tale tecnica prescinde dall'utilizzo delle successive in quanto fanno riferimento ad un lasso di tempo precedente a quello delle prossime procedure. Nella figura successiva è riportato uno schema di questo tipo di compensazione:

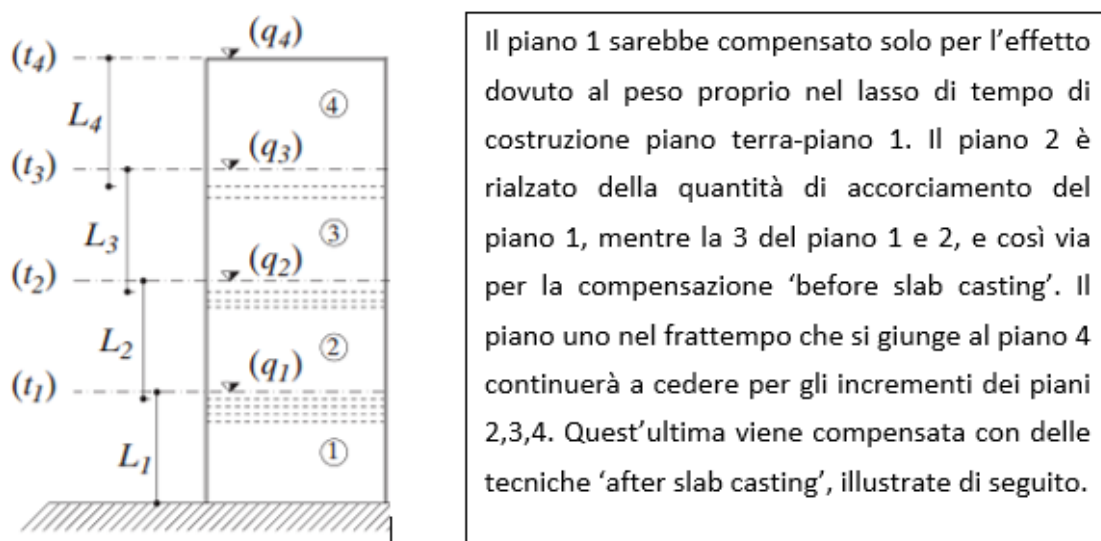


Fig. 22 Compensazione 'before slab casting' [31]

Ci sono poi le tecniche 'after slab casting' che si attuano in aggiunta alla precedente. In tal caso il DAS viene corretto ad ogni quota tenendo conto di tutti gli accorciamenti elastici e reologici che avverranno al di sopra del livello considerato quando verranno aggiunti i piani al di sopra di quello in considerazione. Distinguiamo:

- Compensazione assoluta: è la più semplice da determinare ma la più difficile da applicare, quindi la meno utilizzata. Si tratta di dare un sopralzo ad ogni piano all'elemento verticale; ogni livello avrà dunque un valore differente. Tuttavia per via della difficoltà nel portare all'esatta quota con precisione millimetrica il cassero (formwork) non viene utilizzata.

- Compensazione uniforme: si tratta di dare dei valori di raising di correzione mediati su un certo numero di piani. Dato che il sopralzo da dare è mediato su un gruppo di piani è chiaro che alla fine il DAS non sarà del tutto eliminato per ogni livello [32].
- Lumped compensation: si tratta di fornire dei sopralzi a dei livelli predeterminati dell'altezza della struttura. Sulla base dei gruppi di piani scelti, il valore del sopralzo è dato dal valore cumulativo della correzione dei singoli piani che compongono il gruppo in analisi. Ci si aspetta pertanto un DAS corretto del tutto al piano in cui si alza la colonna, mentre sarà semplicemente ridotto (in modo importante comunque sia) e non azzerato nei piani restanti del gruppo [31].

Di seguito si riporta un esempio di una compensazione in cui si notano i valori di sopralzo dati 'before slab casting' e 'after slab casting' ad un certo target time. Raggiunto il target time la struttura torna ad essere perfettamente orizzontale, ossia quando tutti gli effetti reologici si sono manifestati. Con target time si intende il periodo della vita di servizio della struttura alla quale si vogliono i DAS compensati, in toto o in parte dipende chiaramente dalla scelta del progettista.

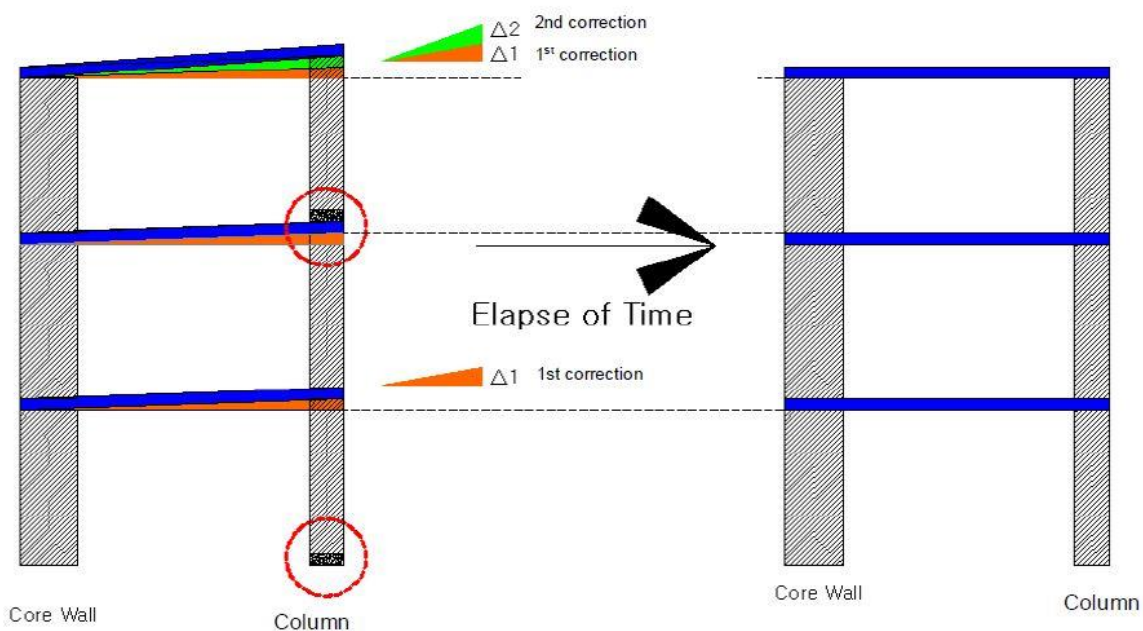


Fig. 23 Inclinazione piano al presetting e al raggiungimento del target time [skyscrapers.com]

3. Metodologia di calcolo sviluppata per edifici di grande altezza

In questo capitolo verrà analizzato il metodo analitico di valutazione degli accorciamenti preso in considerazione e proposto seguendo l'Eurocodice. Dopo aver introdotto anche le trasformazioni da adottare per il passaggio alla normativa americana ACI verrà mostrata la validazione di un caso esempio di riferimento effettuato da Fintel [9]. Fintel difatti si riferisce alle norme ACI. Verranno infine mostrate le differenze agli accorciamenti tra le due metodologie.

[4] È importante cercare una metodologia di calcolo che sia capace di calcolare preliminarmente il problema agli accorciamenti differenziali. Come ben noto, un elemento strutturale può subire delle deformazioni dopo che è stato costruito ed anche se questi movimenti sono comuni in tutte le strutture, negli edifici di grande altezza richiedono delle attenzioni specifiche. Tali movimenti che avvengono nella direzione verticale sono dipendendi dal carico cumulativo e dalla sequenza di costruzione, così come anche dalle proprietà tempo-dipendendi dei materiali impiegati.

Si tenga ben presente che nel caso di colonna in acciaio, essa non risenterà degli effetti reologici dal momento che l'acciaio non ne risente, quindi l'unico contributo sarà dato dall'elastico.

L'axial shortening che si va a calcolare è la somma dei movimenti verticali che avvengono per l'effetto elastico e per gli effetti reologici. A sua volta, il DAS nasce per via dei diversi accorciamenti assiali che vi sono tra gli elementi verticali stessi. A mano che si procede nella costruzione, le colonne e il nucleo subiscono diversi accorciamenti, in funzione della loro rigidità e del loro stato tensionale che generalmente nel core è minore.

A costruzione ultimata, gli effetti reologici continuano ad esercitare la loro influenza accorciando ulteriormente gli elementi nella vita utile della struttura. È necessario dunque prevedere gli accorciamenti per poter adottare delle misure di sicurezza, varrebbe a dire una procedura di compensazione [4,33].

Tuttavia, in letteratura le norme esistenti non danno delle specifiche linee guida circa quando, quanto e come il DAS dovrebbe essere considerato [13].

Inoltre, siccome gli elementi sono costruiti floor by floor, il movimento totale della struttura può essere ottenuto facendo riferimento ai movimenti avvenuti *'before slab casting'*, ossia prima della costruzione di un determinato livello, e quelli che avvengono *'after slab casting'*, ossia successivi alla costruzione di un prefissato piano [4,3].

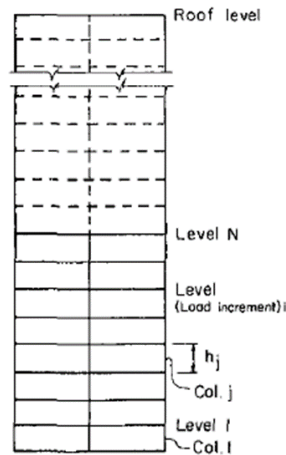


Fig. 24 Schema adottato per una costruzione alta [9]

Per quanto riguarda i movimenti 'before slab casting' questi sono compensati semplicemente riportando in quota il pilastro al momento del getto, pertanto il loro contributo ai DAS è nullo, trascurabile in quanto già compensato.

I movimenti verticali che invece causano il DAS sono quelli 'after slab casting', ossia quando il livello sotto considerazione è stato già edificato.

Pertanto, se si fa riferimento al solo carico iniziale di una struttura (dead load), ossia quello applicato nei tempi immediatamente successivi alla costruzione del determinato piano, [4] ci si aspetta che il DAS sia maggiore generalmente tra i 2/3 e i 3/4 dell'altezza totale della struttura.

Questa caratteristica vale in condizioni generali, mentre se si considerano ulteriori carichi aggiunti in tempi successivi e non immediati è chiaro che l'andamento potrà variare in maniera netta spostandosi sempre più il DAS verso il top.

La base di partenza del calcolo è la deformazione totale di un elemento in calcestruzzo in assenza di rinforzo.

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E_{cm}(t_0)} [1 + \varphi(t, t_0)] + \varepsilon_{sh}(t) \quad (1)$$

Dove il primo termine rappresenta l'effetto dato dalla deformazione elastica accompagnata a quella di creep quando viene applicato il carico, l'ultimo contributo rappresenta invece la deformazione per shrinkage, indipendente dal carico.

3.1 Accorciamento per effetto elastico

Al momento dell'applicazione del carico, la colonna subisce uno shortening che è direttamente proporzionale allo sforzo e all'altezza del segmento, mentre è inversamente proporzionale alle caratteristiche resistenti sezionali, ossia alla rigidezza sviluppata dall'elemento fino all'istante considerato e all'area omogeneizzata. Quest'ultima, così come la rigidità, varia durante la sequenza di costruzione per via delle caratteristiche viscose del cemento.

La formulazione adottata per la valutazione elastica si distingue a seconda dell'analisi che si effettua, che sia before o after slab casting. Il doppio simbolo di sommatoria prende in conto sia gli effetti cumulativi dell'axial shortening, sia l'effetto del singolo carico sui diversi livelli sottostanti.

➔ Before Slab Casting

$$\Delta_{el}^b = \sum_{j=1}^N \sum_{i=j}^N \frac{Q_i \cdot h_j}{A_{om}(t)_{ij} \cdot E_{cm,ij}(t)} \quad (2)$$

dove:

$$A_{om}(t)_{ij} = A_{cj} + n(t) \cdot A_{sj} \quad (3)$$

$$n(t)_{ij} = \frac{E_s}{E_{cm,ij}(t)} \quad (4)$$

$$E_{cm,ij}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0.3} \cdot E_{cm} \quad (5)$$

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (6)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (7)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \quad (8)$$

Con s =

- 0.20 per classe R
- 0.25 per classe N
- 0.38 per classe S

dove:

N = livello considerato

n = numero totale di piani

i = incremento i-esimo di carico (nuovo livello aggiunto)

j = livello j-esimo considerato dell'elemento verticale

Q = carico applicato

h = altezza del segmento verticale

A_{om} = area omogeneizzata tempo-dipendente

E_{cm} = modulo di elasticità tempo-dipendente

➔ After Slab Casting

$$\Delta_{el}^a = \sum_{j=1}^N \sum_{i=N+1}^n \frac{Q_i \cdot h_j}{A_{om}(t)_{ij} \cdot E_{cm,ij}(t)} \quad (9)$$

In un'analisi dettagliata per una struttura complessa vanno presi in considerazione anche i carichi successivi applicati quando la costruzione è già in fase di completamento o è completata. Tra questi vi figurano carichi dati ad esempio dalle partizioni, facciate e così via. Tali effetti, che andiamo a chiamare per convenzione 'Running loads', nell'analisi ai DAS rientreranno tra i carichi del tipo 'after' e saranno responsabili anch'essi dell'accorciamento differenziale totale. Si riporta di seguito la formulazione. La denominazione Running loads è scelta a testimonianza del fatto che sono dei carichi tardivi che rincorrono la costruzione dello scheletro dell'edificio mentre questa è già in una fase avanzata o addirittura terminata (come nel caso dei carichi variabili).

➔ Running loads

$$\Delta_{el}^r = \sum_{j=1}^N \sum_{k=j}^n \frac{Q_k \cdot h_j}{A_{om}(t)_{kj} \cdot E_{cm,kj}(t)} \quad (10)$$

dove:

k = carico successivo k-esimo.

Per completezza, ai fini dell'esempio di validazione che verrà successivamente affrontato, si riportano le formulazioni (1f,2f) utilizzate da Fintel:

$$f_c(t) = \frac{t}{4+0.85t} \cdot f_{28} \quad [MPa] \quad (1f)$$

$$E_c(t) = 0.043w^{1.5} \sqrt{f_c(t)} \quad (2f)$$

Dove f è la resistenza a compressione del cls, mentre w il peso unitario del cls in kgf/m³.

3.2 Accorciamento viscoso

La deformazione per creep è direttamente proporzionale al carico applicato e al coefficiente di fluage, mentre lo è inversamente rispetto alla rigidità.

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E_{cm}(t_0)} [\varphi(t, t_0)] \quad (11)$$

Anche in tal caso si osserva una distinzione tra i carichi precedentemente e successivamente applicati al getto di piano.

➔ Before Slab Casting

$$\Delta_{cr}^b = \sum_{j=1}^N \sum_{i=j}^N \frac{Q_i \cdot h_j}{A_{om}(t)_{ij} \cdot E_{cm,ij}(t)} \cdot \varphi(t_i, t_j) \quad (12)$$

dove:

$$\varphi(t_i, t_j) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \cdot \beta_c(t, t_o) \cdot \beta_{Scr} \quad (13)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (14)$$

$$\beta(f_{cm}) = 16.8 / (f_{cm}^{0.5}) \quad (15)$$

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0.1 + t_o^{0.20}} \equiv \frac{1}{0.1 + (t_i - t_j)^{0.20}} \quad (16)$$

$$\beta_c(t, t_o) = \left(\frac{t - t_o}{\beta_H + t - t_o} \right)^{0.3} \equiv \left(\frac{t_N - t_j}{\beta_H + t_N - t_j} \right)^{0.3} \quad (17)$$

$$h_0 = \frac{2Ac}{u}, u = \text{spessore fittizio} \quad (18)$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (19)$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad (19.1 a, b, c)$$

Per l'effetto dovuto all'armatura β_{Scr} si rimanda alla fine del paragrafo.

➔ After Slab Casting

Il creep, così come il ritiro, si sviluppa nel tempo quindi può variare la formulazione in funzione del tempo di calcolo scelto:

- A tempo infinito

$$\Delta_{cr}^a = \sum_{j=1}^N \sum_{i=j}^n \frac{Q_i \cdot h_j}{A_{om}(t)_{ij} \cdot E_{cm,ij}(t)} \cdot \varphi(t_i, t_j) \quad (20)$$

Dove:

$$\varphi(t_i, t_j) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \cdot [1 - \beta_c(t, t_o)] \cdot \beta_{Scr} \quad (21)$$

- Al target time (si sostituisce la 22 alla 21 e la si inserisce nella 20)

$$\varphi(t_i, t_j) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \cdot [\beta_c(t_{TARGET TIME}, t_o) - \beta_c(t, t_o)] \cdot \beta_{Scr} \quad (22)$$

➔ Running loads

- A tempo infinito

$$\Delta_{cr}^r = \sum_{j=1}^N \sum_{k=j}^n \frac{Q_k \cdot h_j}{A_{om}(t)_{kj} \cdot E_{cm,kj}(t)} \cdot \varphi(t_k, t_j) \quad (23)$$

Dove:

$$\varphi(t_k, t_j) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \cdot 1 \cdot \beta_{Scr} \quad (24)$$

Dove si applica la (16) semplicemente sostituendo il pedice k al pedice i.

- Al target time

Dove:

$$\varphi(t_k, t_j) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \cdot \left(\frac{t_{TARGET} - t_j}{\beta_H + t_{TARGET} - t_j} \right)^{0.3} \cdot \beta_{Scr} \quad (24)$$

Dove si applica la (16) semplicemente sostituendo il pedice k al pedice i.

Per completezza, si riportano anche le formule (3f,4f) prese da Fintel per il calcolo del creep; si notano creep specifico cls pieno, effetto età al carico, effetto member size, effetto umidità, progresso nel tempo ed effetto esercitato dal rinforzo. Si riporta poi quella relativa allo sviluppo nel tempo, fondamentale per notare le differenze che vi saranno tra Eurocode e normativa americana.

$$\varepsilon_{cr} = \sigma \varepsilon_{cru} CR_{t'} CR_{v/s} CR_H CR_t CR_{rf} \quad (3f)$$

$$CR_{t,ACI} = \frac{(t - t')^{0.6}}{10 + (t - t')^{0.6}} \quad (4f)$$

Dove $CR_{t'}$ e CR_t rappresentano l'effetto dell'età al carico e del tempo di carico, mentre l'ultimo termine l'effetto del rinforzo.

3.3 Accorciamento per ritiro

Questa volta l'effetto non dipende dal carico, pertanto l'espressione sarà più snella, con la sommatoria ad indicare il semplice effetto cumulativo.

➔ Before Slab Casting

$$\Delta_{sh}^b = \sum_{j=1}^N (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}) \cdot h_j = \sum_{j=1}^N [\beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + \varepsilon_{ca,\infty} \cdot \beta_{as}(t)] \cdot h_j \cdot \beta_{Ssh} \quad (25)$$

Dove:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \equiv \frac{t_N - t_j - t_s}{t_N - t_j - t_s + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad (26)$$

Con t_s tempo del cemento all'inizio del drying shrinkage, ossia alla fine del curing.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (27)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (28)$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (29)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 t^{0.5}) \equiv 1 - \exp(-0.2 (t_N - t_j)^{0.5}) \quad (30)$$

Dove infine:

$\alpha_{ds1} = 3$ (classe S), 4 (classe N), 6 (classe R)

$\alpha_{ds2} = 0.13$ (classe S), 0.12 (classe N), 0.11 (classe R)

β_{ssh} effetto dovuto al rinforzo, come nel caso del creep

Il valore k_h va invece interpolato in funzione dello spessore fittizio dell'elemento al livello considerato:

Tabella 2 Interpolazione con lo spessore fittizio

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
>500	0.70

➔ After Slab Casting

- A tempo infinito

$$\begin{aligned} \Delta_{sh}^a &= \sum_{j=1}^N (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}) \cdot h_j \\ &= \sum_{j=1}^N [(1 - \beta_{ds}(t, t_s)) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + \varepsilon_{ca,\infty} \cdot (1 - \beta_{as}(t))] \cdot h_j \cdot \beta_{ssh} \end{aligned} \quad (31)$$

- Al target time

$$\begin{aligned} \Delta_{sh}^a &= \sum_{j=1}^N (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}) \cdot h_j \\ &= \sum_{j=1}^N [(\beta_{ds}(t_{TARGET}, t_s) - \beta_{ds}(t, t_s)) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + \varepsilon_{ca,\infty} \\ &\quad \cdot (\beta_{as}(target) - \beta_{as}(t))] \cdot h_j \cdot \beta_{ssh} \end{aligned} \quad (31)$$

Dove:

$$\beta_{ds}(t_{TARGET}, t_s) \equiv \frac{t_{TARGET} - t_j - t_s}{t_{TARGET} - t_j - t_s + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad (32)$$

$$\beta_{as}(target) \equiv 1 - \exp(-0.2 (t_{target} - t_j)^{0.5}) \quad (33)$$

Per completezza, si riportano anche le formule (5f,6f) prese da Fintel per il calcolo del ritiro, si notano shrinkage cls pieno a tempo infinito, effetto member size, effetto umidità, progresso nel tempo ed effetto esercitato dal rinforzo. Si riporta poi quella relativa allo sviluppo nel tempo, fondamentale per notare le differenze che vi saranno tra Eurocode e normativa americana.

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{shu} SH_{v/s} SH_H SH_t SH_{rf} \quad (5f)$$

$$SH_{t,PCA} = \frac{(t-t_s)}{26e^{0.36vs+(t-t_s)}} \quad (6f)$$

➤ Effetto dovuto al rinforzo in acciaio

[34] L'acciaio inserito nell'elemento strutturale serve a limitare le deformazioni che si avrebbero nel caso in cui esso fosse composto da calcestruzzo pieno. Si riporta il ragionamento nei confronti del ritiro, applicabile anche al creep.

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh,concrete} + \varepsilon_{sh,steel} = \frac{\sigma_c}{E_c} + \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (34)$$

Ponendo l'equilibrio tra le forze si ottiene lo stress nel cls:

$$\Delta N=0 \rightarrow A_c \sigma_c = A_s \sigma_s \rightarrow \sigma_c = A_s \sigma_s / A_c \quad (35)$$

Che sostituita nella (34) porge, tenendo conto che $n=E_s/E_c$:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\sigma_s}{E_s} (n \cdot \frac{A_s}{A_c} + 1) \quad (36)$$

Da cui lo stress nell'acciaio è:

$$\sigma_s = \varepsilon_{sh} \cdot \frac{E_s}{1 + \frac{n \cdot A_s}{A_c}} \quad (37)$$

Pertanto, sapendo che $\varepsilon = \sigma/E$ si ottiene il seguente coefficiente da utilizzare per tenere in conto degli effetti dell'armatura:

$$\beta_s = \frac{1}{1 + \frac{n(t)A_s}{A_c}} \quad (38)$$

3.4 Accorciamenti differenziali elastici ed inelastici

La somma per ogni elemento verticale di effetto elastico, viscoso e di ritiro porge l'accorciamento assiale totale. Si ricavano così l'axial shortening del nucleo e della colonna che poi determineranno il DAS.

Possiamo distinguere a sua volta tra il DAS relativo alla fase 'before slab casting' e quello relativo alla fase 'after slab casting'. Bisogna esplicitare tuttavia come sia utile solo quello della seconda fase in quanto è quello che determina i problemi di servizio nella vita utile della struttura. Il DAS della prima fase viene compensato, invece, con degli accorgimenti durante la costruzione.

Si riportano di seguito le formulazioni per il calcolo dell'axial shortening ad un generico livello N:

➔ Before slab casting

$$\Delta_{N,tot}^b = \Delta_{N,el}^b + \Delta_{N,cr}^b + \Delta_{N,sh}^b \quad (39)$$

➔ After slab casting

Se consideriamo il solo carico iniziale, varrebbe a dire quello corrispondente al dead load che viene applicato nei primi periodi successivi al getto di piano, otteniamo:

$$\Delta_{N,tot}^a = \Delta_{N,el}^a + \Delta_{N,cr}^a + \Delta_{N,sh}^a \quad (40)$$

Andando, d'altra parte come accade nei casi pratici, a considerare carichi addizionali nella costruzione e nella vita utile della struttura, quali possono essere partizioni, facciate fino a eventualmente il carico variabile di servizio, si ha:

$$\Delta_{N,tot}^a = \Delta_{N,el}^a + \Delta_{N,cr}^a + \Delta_{N,sh}^a + \Delta_{N,el}^r + \Delta_{N,cr}^r + \Delta_{N,sh}^r \quad (41)$$

Si può infine ricavare il Differential Axial Shortening tra due elementi verticali:

$$DAS = \Delta_{N,tot,COLUMN}^a - \Delta_{N,tot,CORE}^a \quad (42)$$

3.5 Validazione del metodo con un caso di riferimento

Nel seguente paragrafo si vanno a commentare i risultati ottenuti dalla validazione del caso esempio svolto da Fintel. Si tratta di una struttura relativamente non complessa in cemento armato e con 70 piani. L'edificio è caratterizzato dalla presenza di colonne perimetrali e un nucleo interno composto da più setti. I risultati dell'analisi vengono visualizzati prendendo in considerazione la normativa americana utilizzata dal Fintel. A conclusione, invece, si mostrerà un confronto con i risultati ottenuti per mezzo dell'Eurocodice.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei due elementi verticali e una pianta della costruzione. Si specifica che la costruzione procede con un ritmo floor by floor di 8 giorni per ogni livello, per cui la colonna avrà bisogno di 560 giorni di costruzione essendo di 70 piani, mentre il nucleo 576 giorni avendo due livelli in più.

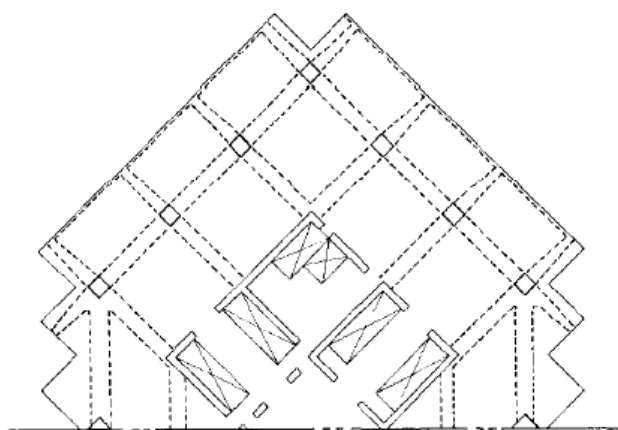


Fig. 25 Pianta tipica dell'edificio di 70 piani in c.a. [9]

Tabella 3 Caratteristiche colonna in cemento armato caso Fintel

Floor levels	Concrete strenght [ksi]	Column size [in x in]	Concrete area [in ²]	% Steel area	Floor load [kips]	v/s ratio [in]	Ultimate shr. [10 ⁻⁶ in/in]	Specific creep [in/in/psi]
1-10	8	72x72	5184	2.47	254.7	18	800	0.275
11-20	8	72x72	5184	1.23	254.7	18		
21-30	8	60x60	3600	2.22	254.7	15		
31-40	7	60x60	3600	1.78	254.7	15	800	0.300
41-50	6	60x60	3600	1.33	254.7	15	800	0.350
51-62	6	44x44	1936	1.65	254.7	11		
63-67	6	32x32	1024	1.22	254.7	8		
68-70	6	32x32	1024	1.22	196.8	8		

Tabella 4 Caratteristiche shear wall in cemento armato caso Fintel

Floor levels	Concrete strenght [ksi]	Wall thickness [in]	Concrete area [in ²]	Steel area [in ²]	Floor load [kips]	v/s ratio [in]	Ultimate shr. [10 ⁻⁶ in/in]	Specific creep [in/in/psi]
1-14	6	24	9936	109.2	245.6	11.34	800	0.350
15-18	6	20	8280	88.9	231.6	9.54		
19-30	6	20	8280	88.9	237	9.54		
31-40	6	16	6624	70	222.6	7.70		
41-46	4.5	12	6624	70	222.6	7.70	800	0.450
47-72	4.5	12	4968	42	208.6	5.83		

➔ Before slab casting

Si riportano i risultati ottenuti per gli accorciamenti floor by floor che avvengono durante la costruzione fino a giungere al piano considerato. Si ricorda come tali effetti siano cumulativi lungo l'altezza. Tuttavia, non sono di importanza progettuale in quanto questi vengono compensati riportando il pilastro alla quota nominale con i casseri prima del getto.

Sotto è rappresentato un grafico che riporta le aliquote di movimento verticale elastico e reologico. Quest'ultimo comprende gli shortenings per creep e shrinkage e quindi è confrontabile col grafico fornito da Fintel in [9].

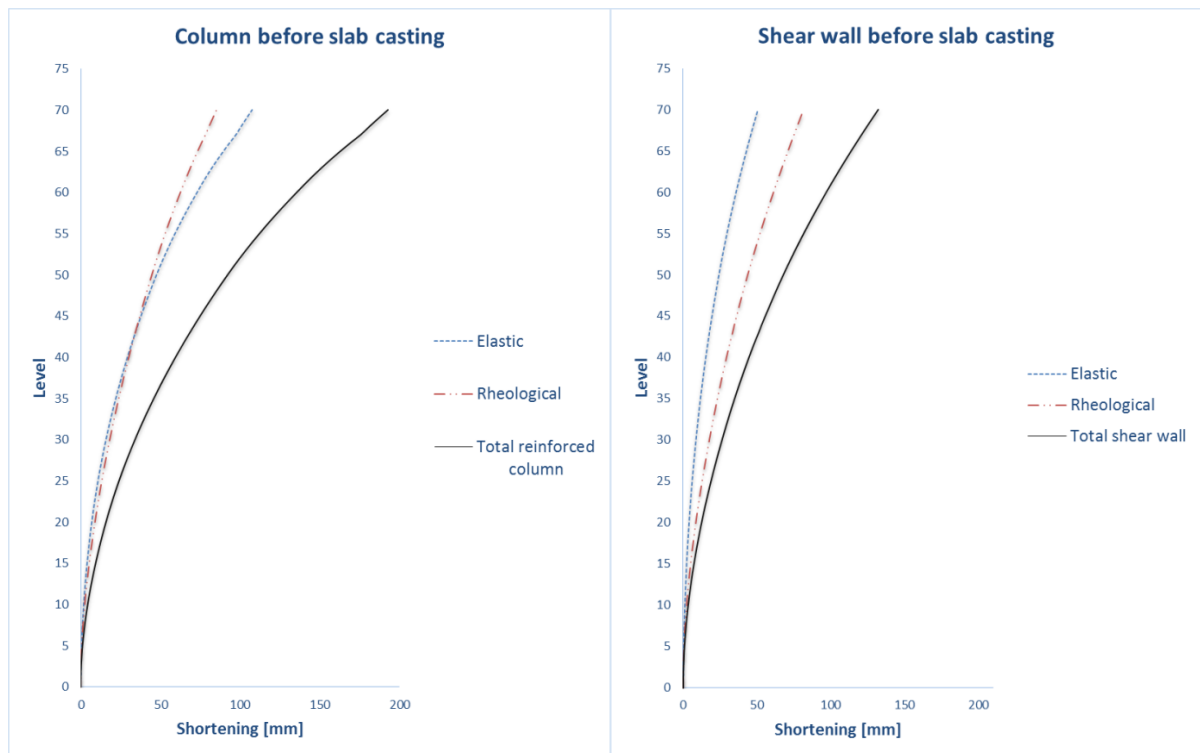


Fig. 26 Movimenti before slab casting edificio 70 piani

Si sceglie solo nel caso di tale edificio una rappresentazione unica per gli effetti reologici in modo tale da poterli confrontare direttamente con i risultati ottenuti da Fintel. Si sdoppieranno le rappresentazioni invece nella torre de Cristal.

Si può notare un andamento crescente sempre più deviato verso shortenings maggiori. Ciò è dovuto al fatto che procedendo nella costruzione si stanno aggiungendo sempre più carichi e più piani che tendono ad accorciare a loro volta sempre più i livelli sottostanti. Si badi bene che questi movimenti non tengono conto dei carichi aggiunti al di sopra dell'impalcato in esame.

➔ After slab casting

Vengono ora riportati i movimenti verticali che avvengono per via dei carichi aggiunti al di sopra del livello in analisi. Questi spostamenti determinano a loro volta il DAS e quindi risultano di notevole importanza. Perfezionando ciò che svolge Fintel, ossia la singola rappresentazione a tempo infinito dei movimenti, in questa trattazione si raffigurano gli accorciamenti in due diversi spazi temporali. La somma dei due poi porta al grafico finale al target time, che in tal caso coincide con infinito.

- Inizio costruzione – fine costruzione
- Fine costruzione – tempo infinito
- Target time

Si sceglie uno studio di questo genere in quanto nella pratica è molto utile sapere i DAS in diversi tempi di riferimento in modo tale da capire dove convenga più effettuare un presetting.

➤ Elastic shortening:

Si rappresenta dapprima l'elastico, il quale, non avendo effetti a lungo termine e non avendo carichi aggiunti successivamente per via della semplicità della struttura, avrà un singolo trend fino a fine costruzione.

Inizialmente, procedendo verso livelli ad altezze maggiori, l'accorciamento tende ad aumentare in quanto il piano in analisi risente di un importo di carico importante. Tuttavia, giunti poco sopra la metà il comportamento tende ad invertirsi in quanto è sempre meno il carico che vi si può aggiungere procedendo verso la fine della costruzione. Per di più, nel caso della colonna si possono osservare delle piccole variazioni nella curvatura del trend per via dei forti cambiamenti di sezione che l'elemento stesso presenta. Si è notato invece che, entro un range di 15 MPa, le variazioni di classe di resistenza del cls non influiscono molto sull'aspetto della curva.

Il valore al top è zero dovuto al fatto che non vi sono ulteriori carichi aggiunti al di sopra dell'ultimo livello quando siamo a fine costruzione dell'elemento verticale in esame.

Chiaramente, la colonna si accorcia maggiormente per via dello stato tensionale maggiore a cui è soggetta.

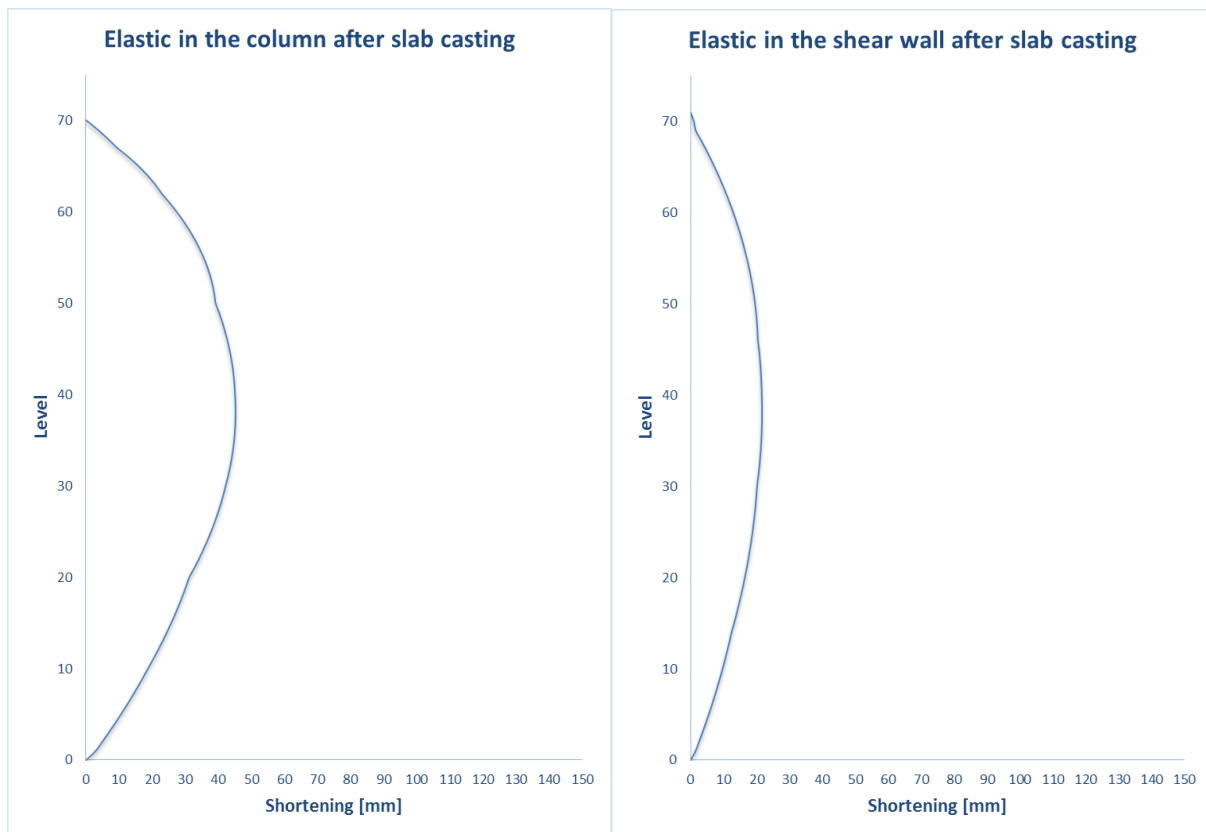


Fig. 27 Accorciamenti elastici after slab casting edificio 70 piani

➤ **Creep shortening:**

Nel caso degli effetti reologici si vanno a plottare tre diversi andamenti nei diversi istanti temporali come menzionato precedentemente.

In tal caso, se si prende in considerazione il grafico a fine costruzione, al top vi è un valore nullo in quanto non vi è tempo a disposizione per lo sviluppo dell'effetto reologico. In altri termini, essendo un grafico del tipo after slab casting, se si prende in esame il piano in cima esso non avrà tempo di sviluppare creep (e shrinkage) in quanto il suo tempo di costruzione coincide con il tempo stesso di fine costruzione totale.

Inoltre, si osserva una inversione nel trend non solo per via del carico minore che via via va aggiungendosi come nel caso dell'elastico, ma anche perché va esaurendosi il tempo a disposizione affinché possa generarsi creep (nel caso del ritiro essa è l'unica giustificazione al trend concavo).

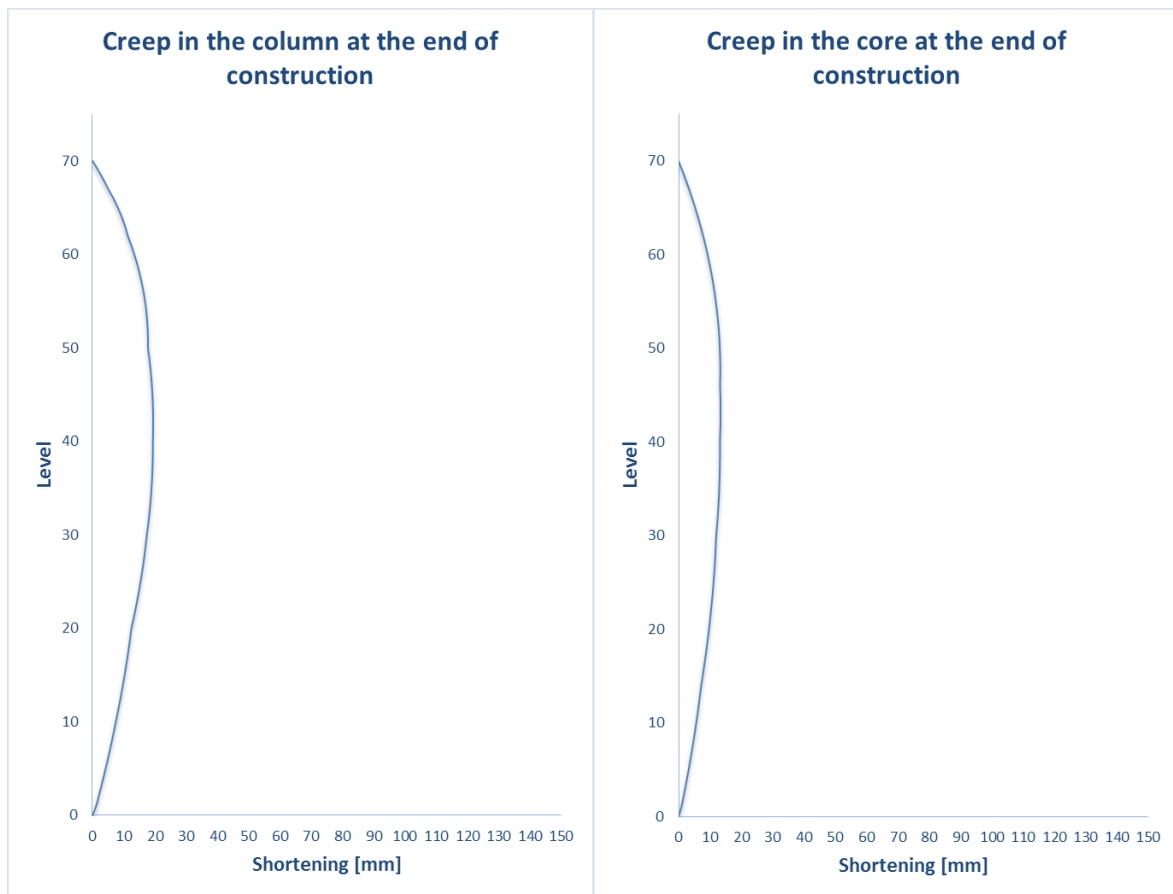


Fig. 28 Accorciamenti per creep after slab casting a fine costruzione

A costruzione completata, il creep può continuare a svilupparsi procedendo verso il target time e lo fa in maniera tanto maggiore quanto più alto è il piano considerato.

La motivazione è dovuta al fatto che i primi piani hanno già avuto modo di poter sviluppare quasi l'intero importo di creep (si ricorda che il creep si sviluppa maggiormente nei primi 5 anni più o meno, al contrario del ritiro che può dipendere fortemente dallo spessore fittizio).

Pertanto, più si va nei piani alti, più questi non hanno avuto tempo di accorciarsi viscosamente, quindi lo faranno verso tempo infinito generando così un trend più o meno lineare. Si può verificare che tale trend è tanto più lineare quanto minore è l'effetto viscoso sviluppato fino a fine costruzione.

Nel complesso, questa porzione si sviluppa a partire dal giorno 561 di costruzione.

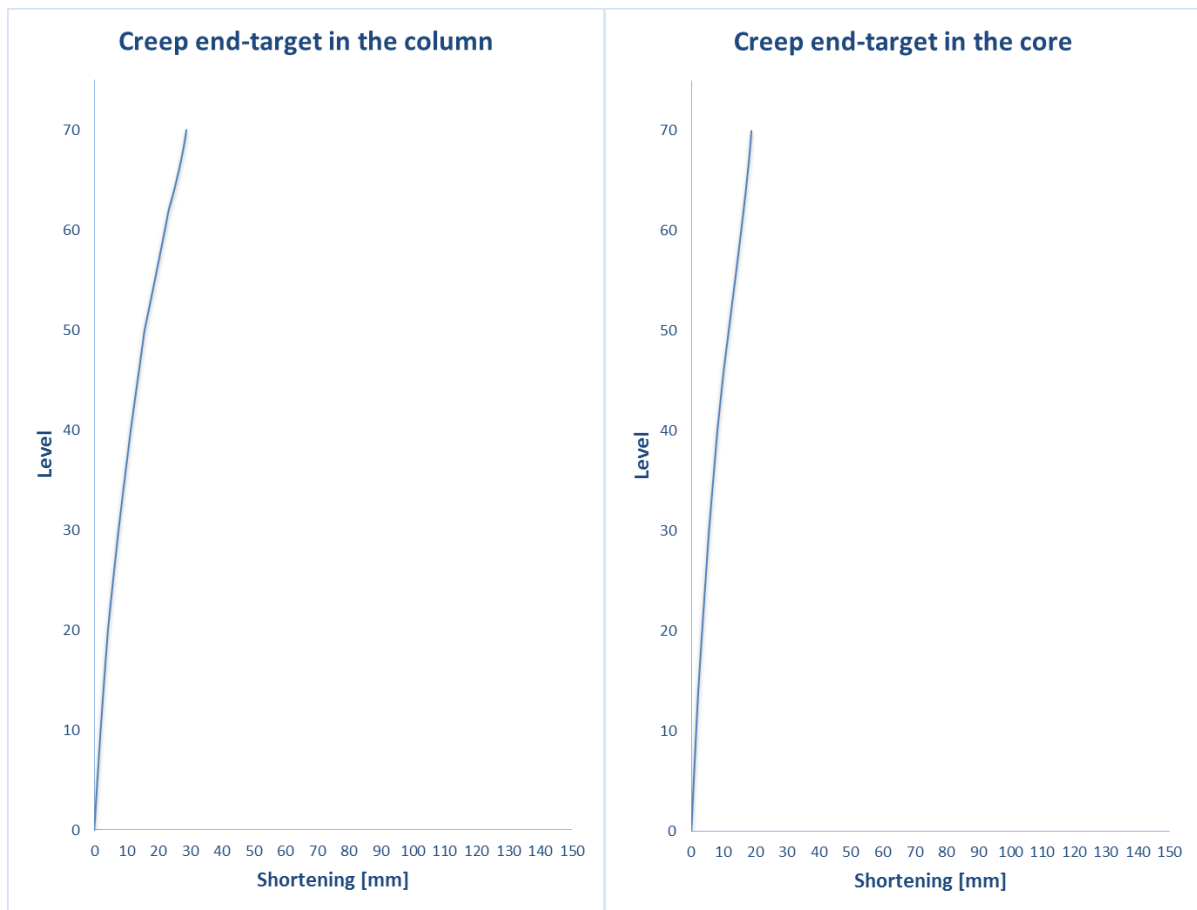


Fig. 29 Accorciamenti per creep after slab casting da fine costruzione al target time

Infine, si possono visualizzare gli shortening al tempo target, i quali saranno essenzialmente la somma dei due grafici precedenti, ossia a fine costruzione e nel range fine costruzione-tempo target.

Il suo aspetto può variare da struttura a struttura in funzione dei carichi aggiuntivi aggiunti a partire dal tempo di fine edificio.

La colonna avrà valori maggiori in quanto sottoposta a stati tensionali maggiori.

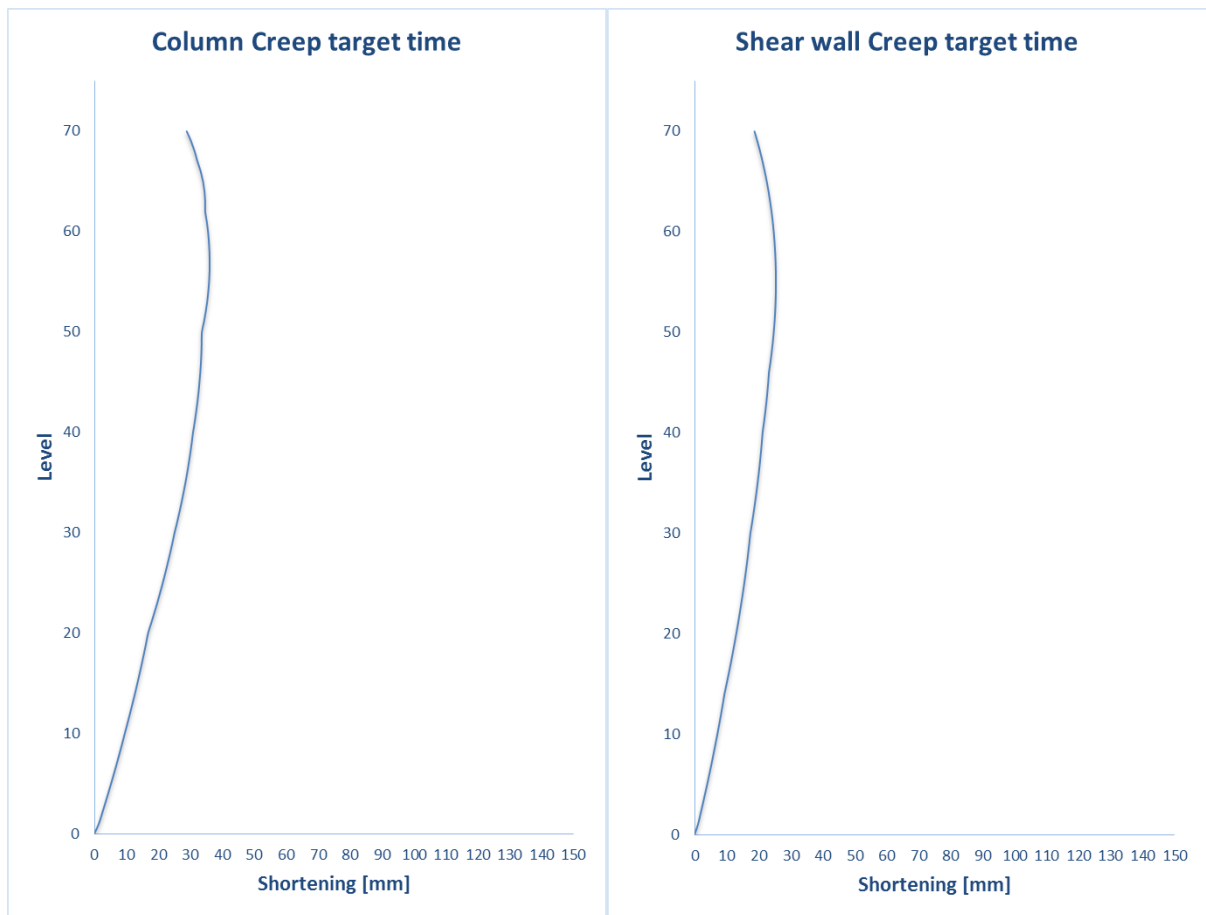


Fig. 30 Accorciamenti per creep after slab casting al target time

➤ Shrinkage shortening:

Si ripropongono sulla falsariga del creep gli stessi grafici per il ritiro, il quale è indipendente dal carico applicato.

Valgono le stesse considerazioni menzionate per l'effetto viscoso circa lo sviluppo nel tempo.

Inoltre, esso è fortemente dipendente dallo spessore fittizio. Pertanto, essendo quest'ultimo abbastanza grande negli edifici di grande altezza, il ritiro tende a svilupparsi maggiormente dopo la fine della costruzione quanto maggiore è il parametro precedentemente citato.

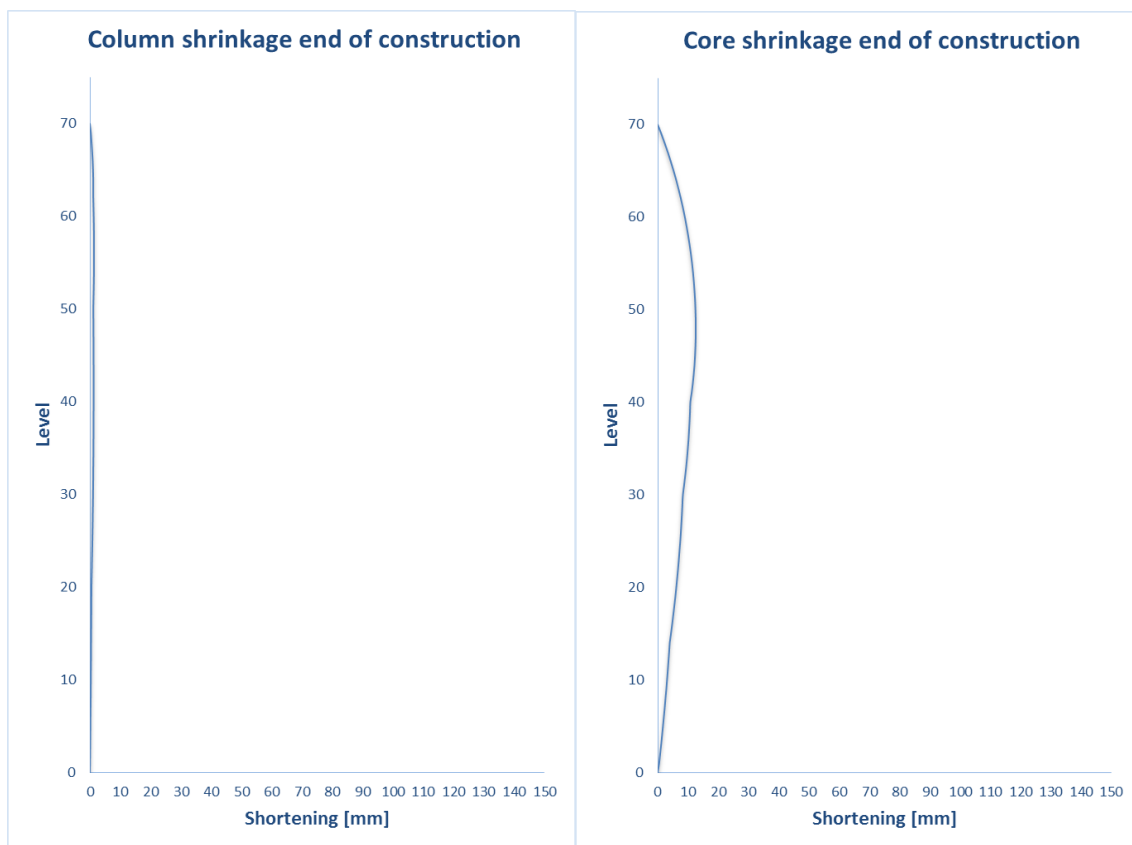


Fig. 31 Accorciamenti per shrinkage after slab casting a fine costruzione

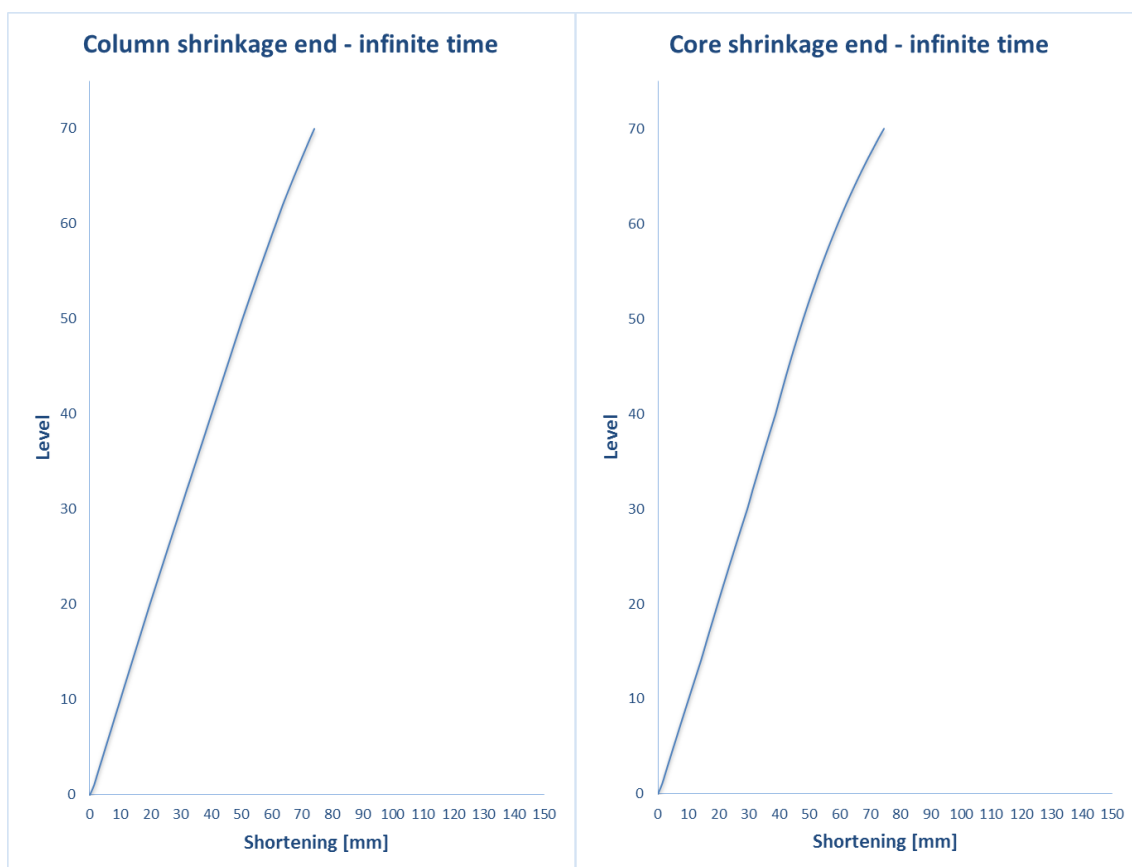


Fig. 32 Accorciamenti per shrinkage after slab casting fine costruzione-target time

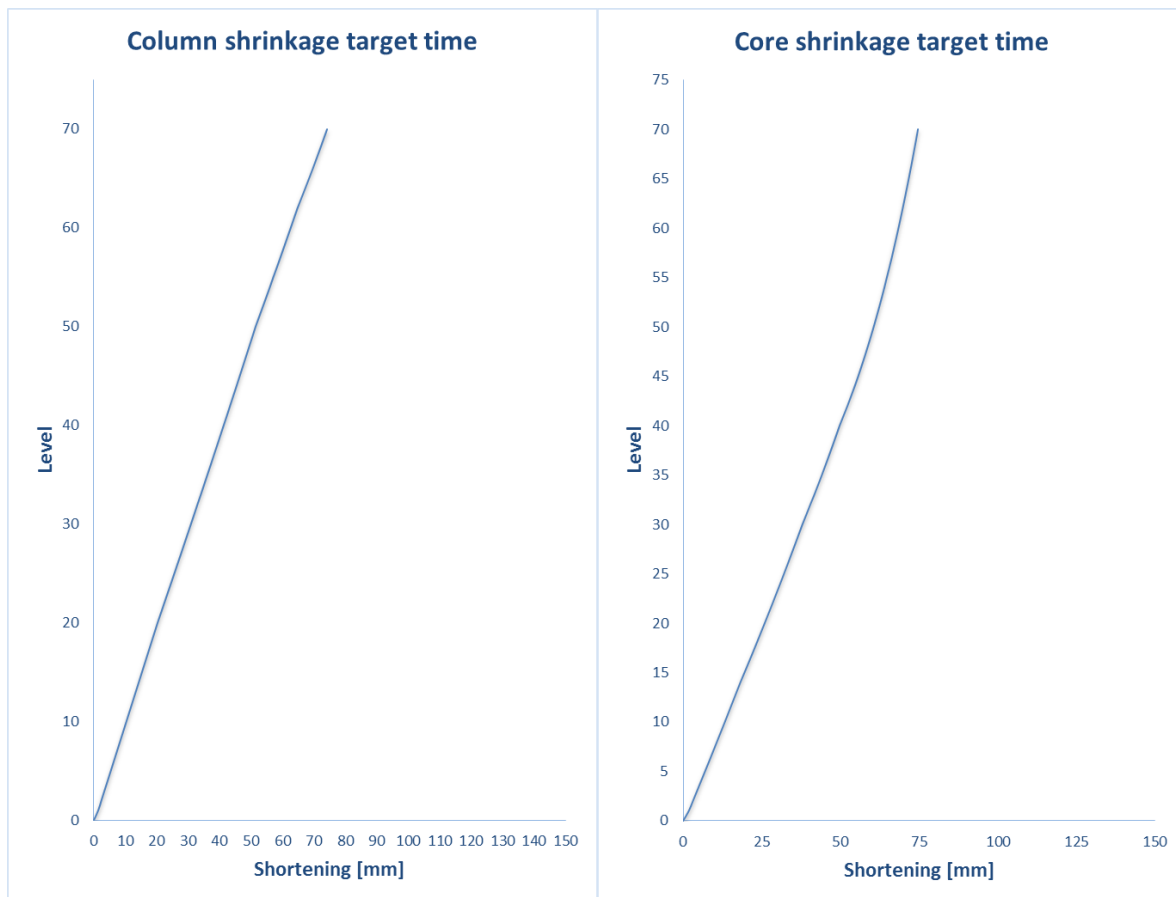


Fig. 33 Accorciamenti per shrinkage after slab casting al target time

Si notano, nei primi anni, dei valori molto distinti tra colonna e shear wall. Il tutto è dovuto al diverso sviluppo di shrinkage nel tempo che possiedono i due elementi verticali. Esso, nel caso del ritiro, dipende fortemente dallo spessore fittizio e in tal caso la colonna ne presenta un valore decisamente maggiore (si osservi il rapporto volume superficie presente nelle tabelle di inizio paragrafo).

Come spiegazione, di seguito vengono illustrati i diversi progressi nel tempo del drying shrinkage (l'autogeno si sviluppa nei primi mesi). Si prende in considerazione la formula (6f) per la valutazione.

Come esempio più rilevante, si prende in considerazione la colonna e il nucleo al bottom. La colonna presenta un rapporto volume/superficie pari a 18 (che corrisponde a 915 mm circa di spessore fittizio), mentre il muro ha un v/s pari a 11.34 (corrispondente a 576 mm circa).

Si osserva come nei primi mesi la colonna abbia sviluppato quasi niente del suo totale e possibile shrinkage, al contrario del core. L'autogeno invece, che non dipende dallo spessore fittizio, si sviluppa in modo analogo in tutti gli elementi ed ha per i cementi ordinari un valore piuttosto basso.

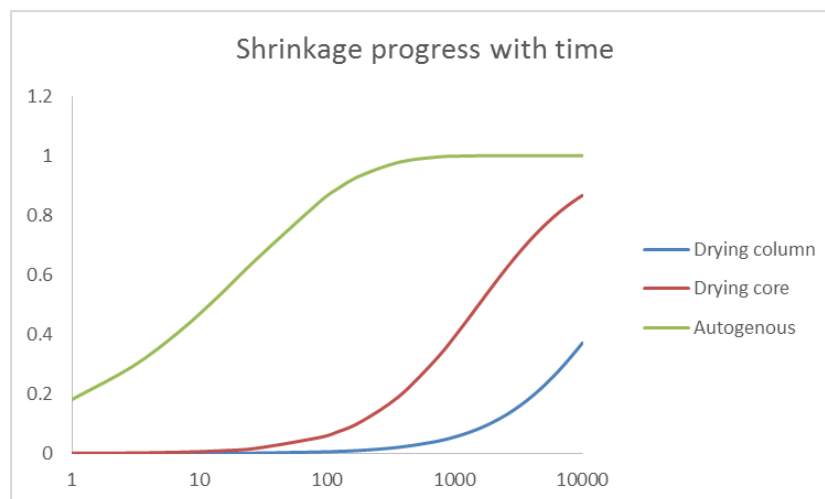


Fig. 34 Progresso shrinkage in funzione della dimensione dell'elemento

- Total shortening:

Dalla somma dei tre comportamenti si ottengono gli accorciamenti totali. Si riporta, in primis, di seguito il grafico a tempo infinito confrontabile con quello fornito da Fintel in [9]:

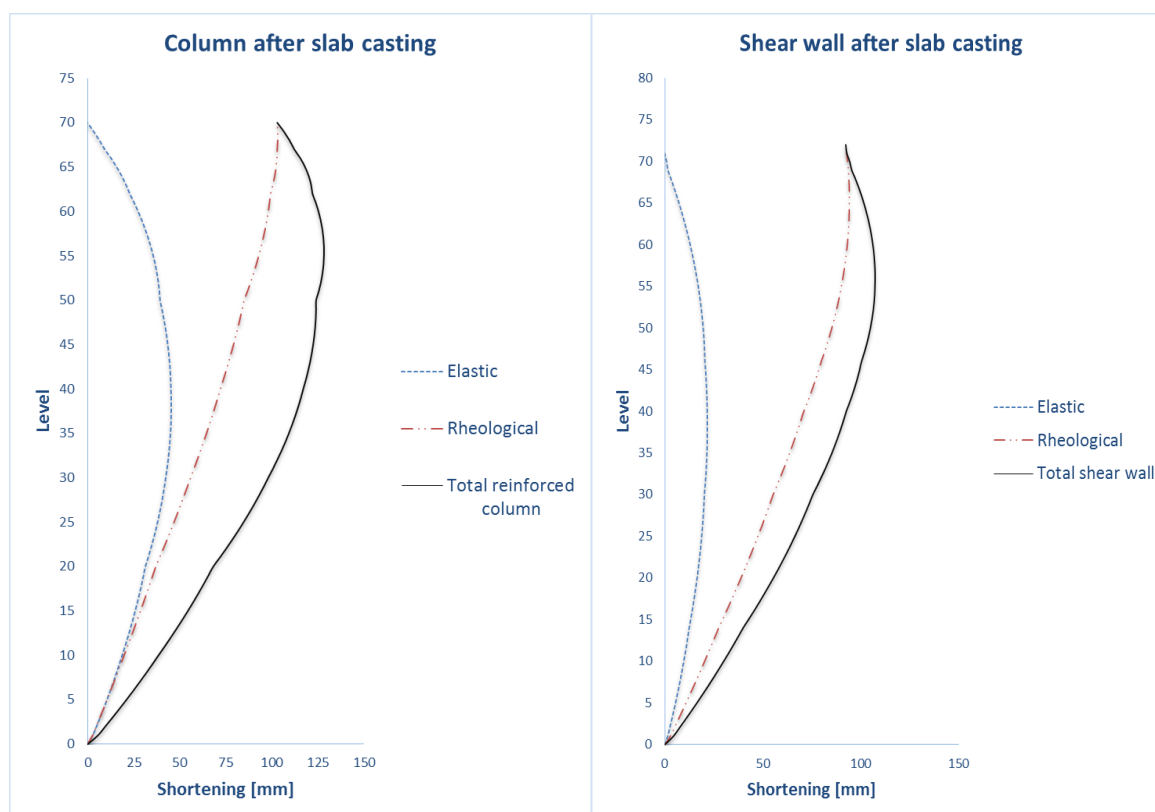


Fig. 35 Accorciamento totale al target time

Si riportano, infine, un grafico per la colonna ed uno per il setto dove è possibile notare la quota parte di accorciamento totale sviluppata già a fine costruzione e la restante parte che si sviluppa nel range di tempo da fine costruzione a tempo infinito.

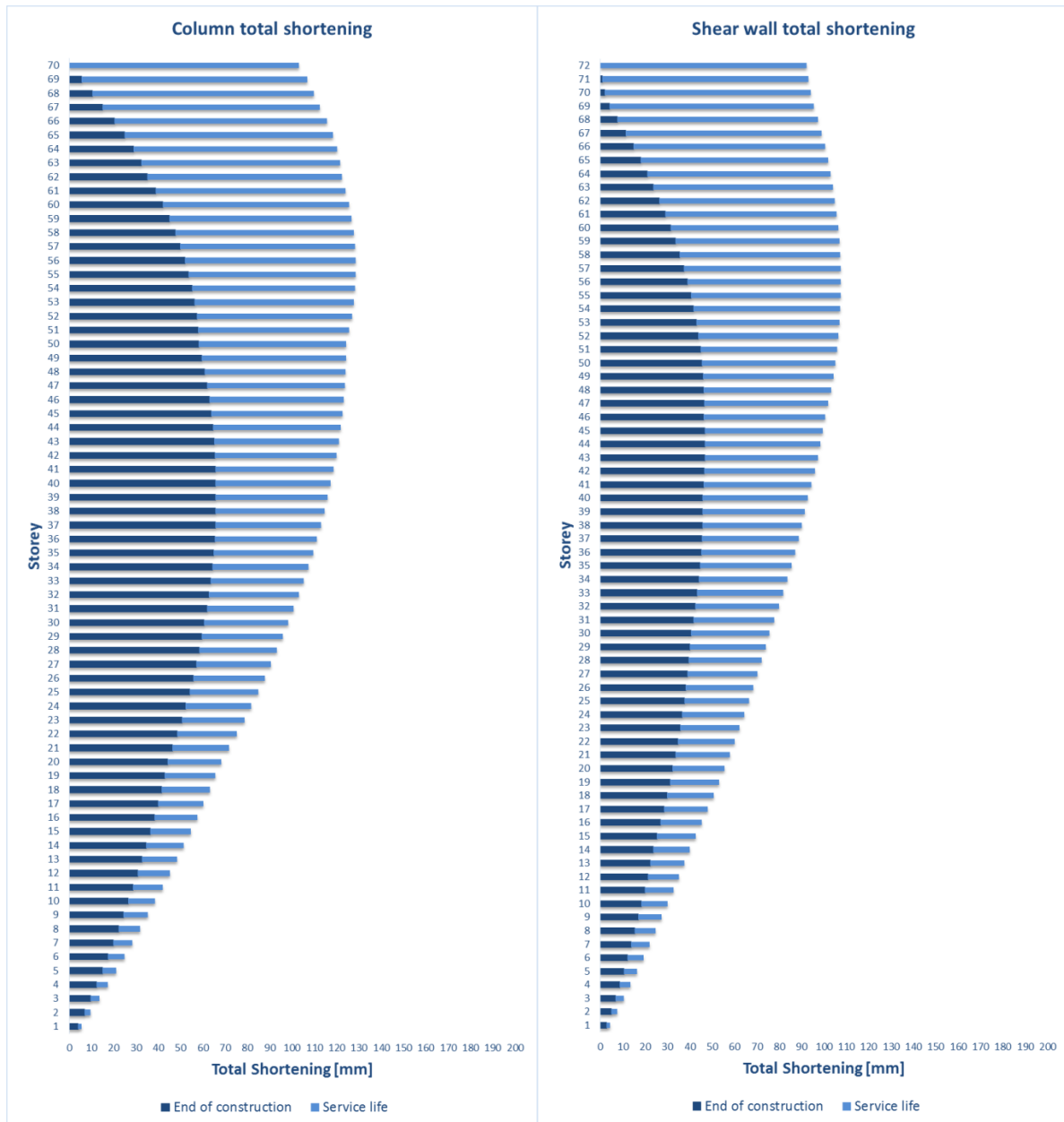


Fig. 36 Sviluppo nel tempo dell'accorciamento totale

➤ Differential shortening:

Come ben noto, dalla differenza dei total shortening tra colonna e muro a taglio si ricava il DAS. In questo caso esempio del Fintel, colonna e nucleo presentavano caratteristiche molto simili ed uno stato tensionale non troppo dissimile tra loro, per questo ci si aspettava un DAS molto basso. Nella pratica, invece, è molto difficile riuscire a raggiungere un DAS piccolo per strutture molto alte.

Si riportano di seguito i DAS a fine costruzione e a tempo infinito.

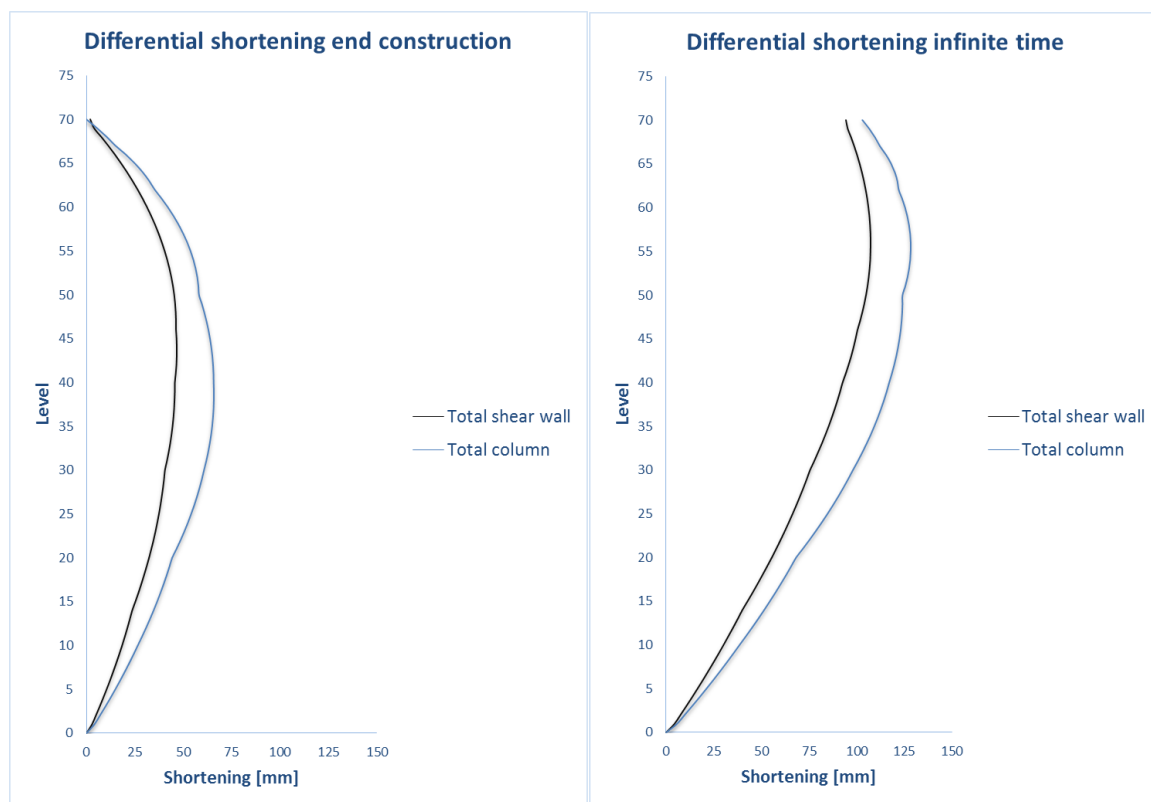


Fig. 37 Sviluppo del differential shortening nel tempo, parte 1

Come si può notare, il DAS tende ad aumentare in questa struttura passando dal tempo di fine costruzione a tempo infinito. Questo succede perché, per via delle caratteristiche strutturali, la colonna nel tempo tende ad accorciarsi sempre di più rispetto al nucleo. In altre parole, il suo accorciamento viaggia ad una velocità maggiore rispetto a quello del nucleo.

Nella prossima figura, invece, è possibile osservare nel dettaglio quanto DAS si sviluppa in più durante la vita di servizio della struttura in esame.

A contrario di quanto svolge Fintel calcolando direttamente i valori a tempo infinito, con tale rappresentazione si nota come si sviluppi DAS in due porzioni temporali distinte. Si osserva un massimo al 40° livello con un accorciamento differenziali totale pari a 24.44 mm (≈ 26 mm nel Fintel [9]).

Di questa aliquota, riusciamo a vedere con la metodologia applicata che 19.87 mm si sviluppano già fino a fine costruzione, mentre la restante parte pari a 4.57 mm si sviluppa procedendo verso tempo infinito.

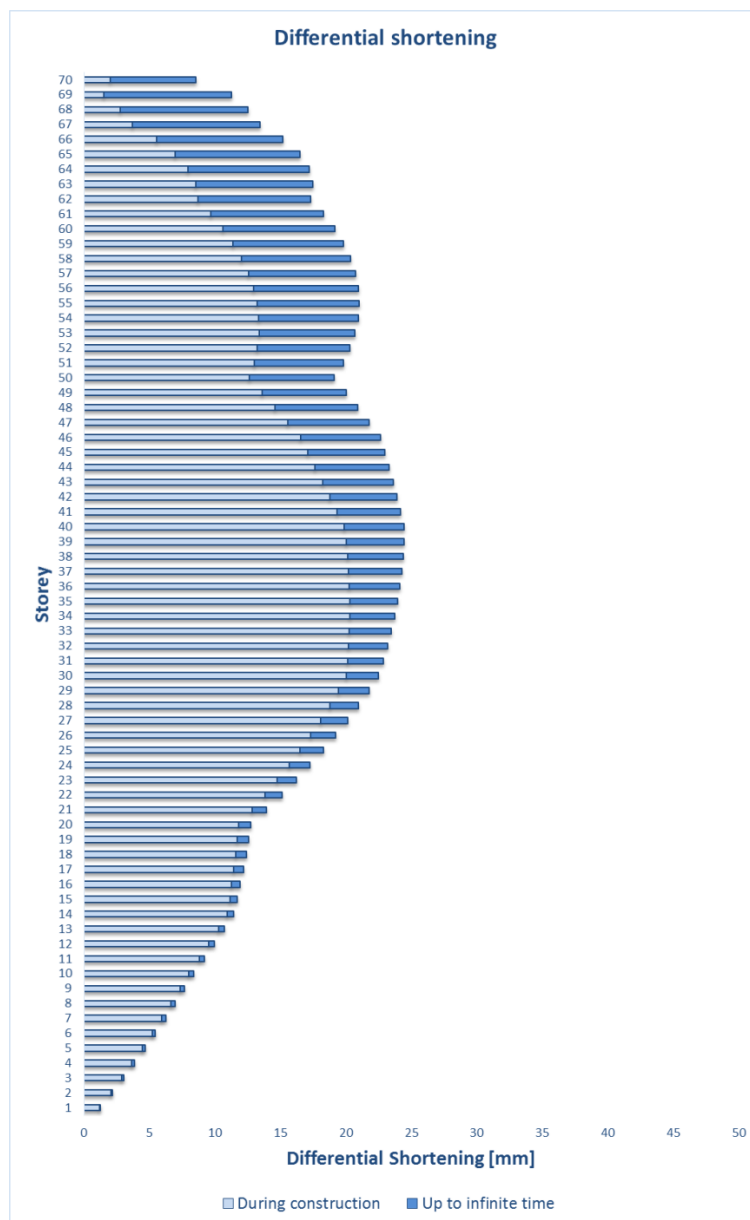


Fig. 38 Sviluppo del differential shortening nel tempo, parte 2

Il DAS, in casi generali non troppo complessi come quello appena analizzato, è maggiore tra i 2/3 e i 3/4 dell'altezza della struttura, non al top in quanto esso si basa sugli accorciamenti del tipo 'after slab casting'. Nel caso, invece, in cui nel periodo post costruzione elementi verticali, si continui ad aggiungere ulteriore carico importante, è chiaro che il DAS si sposterà sempre più verso altezze più elevate.

In ogni caso, il DAS ottenuto in tale esempio è un buon risultato dal momento che con valori al di sotto di 25 mm non si è obbligati a procedere con il presetting. Esso è un risultato accettabile. Per valori leggermente maggiori, d'altra parte, è una questione che è necessario valutare prendendo in considerazione gli svantaggi di avere un livello di piano inclinato e il costo del cambering durante la costruzione.

➤ Confronto tra normativa americana e Eurocodice:

Si riporta ora il confronto tra i risultati ottenuti con le relazioni usate da Fintel e le relazioni consigliate dall'Eurocodice. Nell'ordine vengono visualizzati i risultati ottenuti per creep e shrinkage, mentre alla fine viene data una spiegazione per i diversi valori raggiunti.

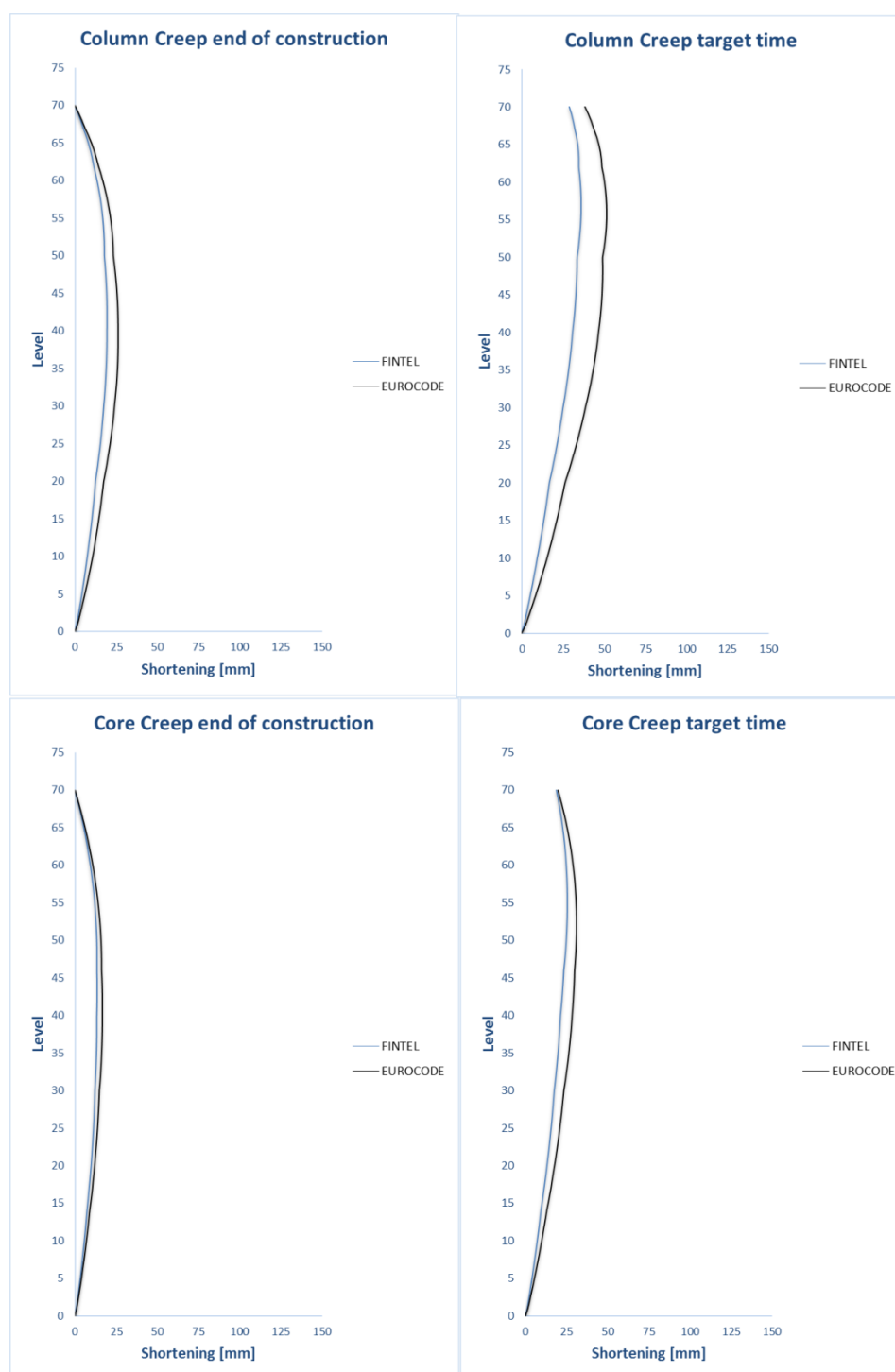


Fig. 39 Confronto per il creep tra normativa americana e Eurocode

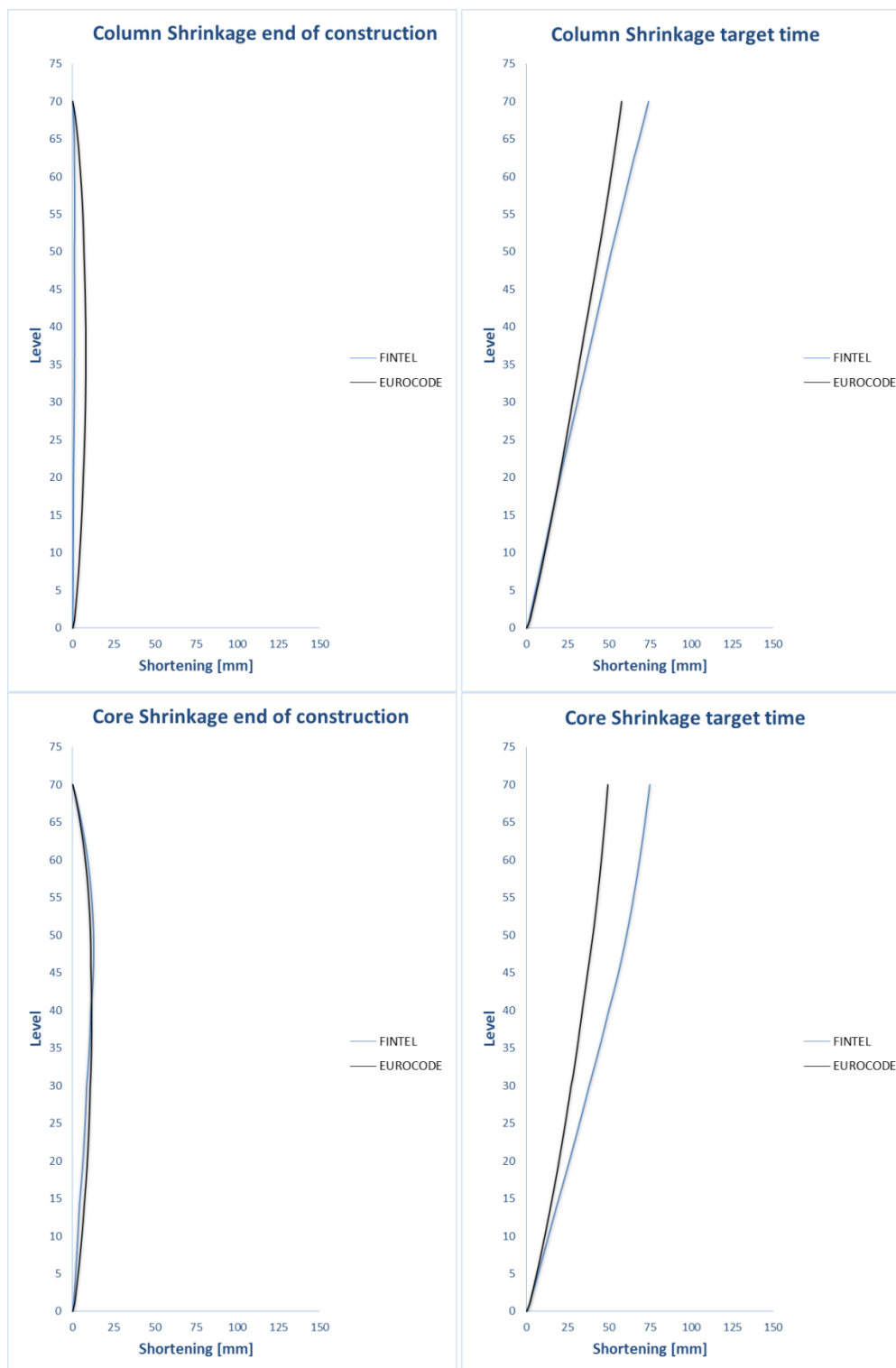


Fig. 40 Confronto per il ritiro tra normativa americana e Eurocode

Come si può notare, nel creep non si notano grosse differenze, certamente perché questo non dipende in maniera netta dalla dimensione fittizia. Per specificare, si osservano valori leggermente maggiori seguendo l'Eurocodice nel caso di spessori fittizi elevati, mentre tale differenza tende a svanire quando tali diventano minori fino a portare ad una parziale sovrapposizione dei risultati a fine costruzione.

Per quanto concerne il ritiro, qui si notano le principali differenze. Ricordando che Fintel utilizza la formula (6f) elaborata da Hansen-Mattock per lo studio dello sviluppo di shrinkage nel tempo, mentre L'Eurocode si basa sulla relazione (26), si vede che nel caso di Fintel il ritiro è quasi sviluppato in modo nullo a fine costruzione. D'altra parte, tende ad avere un valore osservabile nel caso dell'EC2.

Addirittura, se inizialmente è più piccolo, procedendo verso infinito i valori del Fintel tendono a superare quelli ottenuti con la norma europea. Nel dettaglio, a tempo di fine struttura tende tanto più a sovrapporsi quanto minore risulta lo spessore fittizio, analogamente tende sempre più a superarlo procedendo verso tempo finito sempre quanto più grande è il perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera.

Una spiegazione grafica degli sviluppi nel tempo la otteniamo dalle prossime rappresentazioni. Per completezza si riportano anche i valori ottenuti con il Model Code 2010 per il ritiro, a testimonianza del fatto che gli antichi problemi di valori estremamente piccoli che sorgevano con il Fintel sono ormai stati superati negli anni.

Per quanto riguarda lo sviluppo di shrinkage nel tempo:

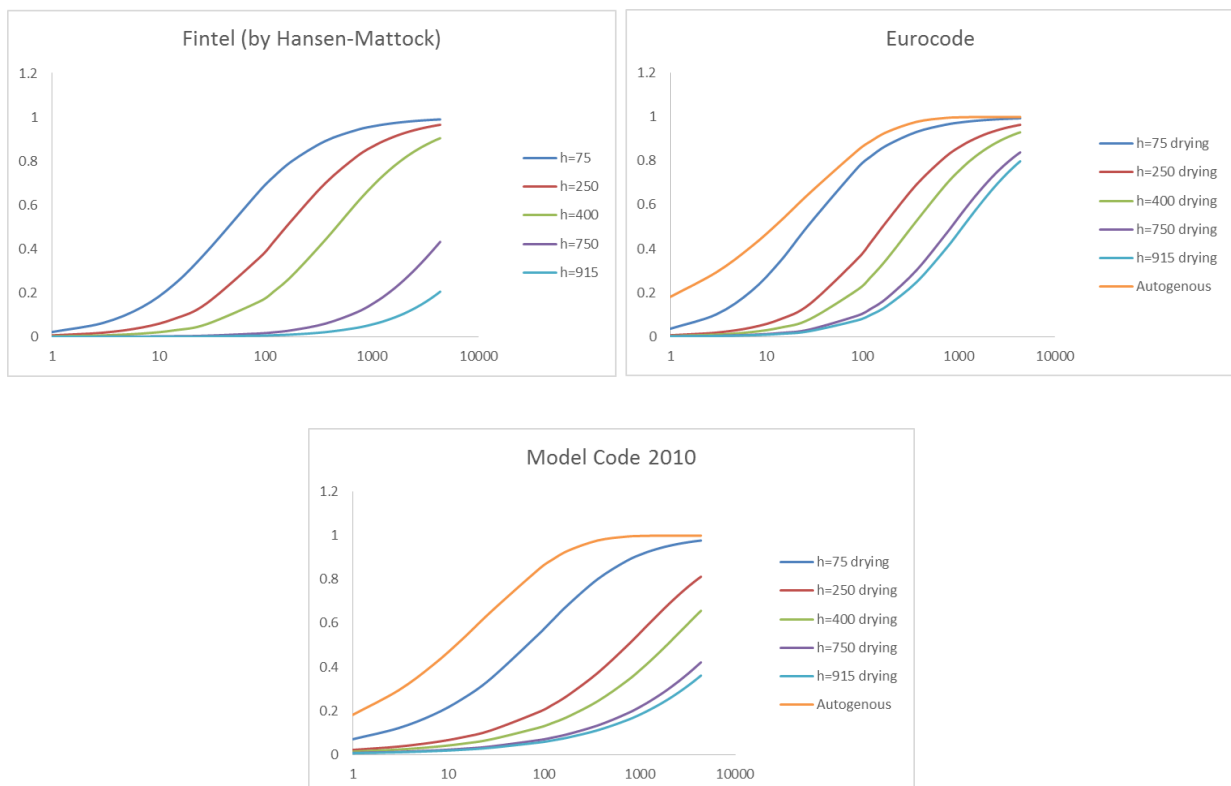


Fig. 41 Sviluppi di shrinkage diversi nel tempo in base alla norma di riferimento

Per valori elevati di spessore fittizio si osserva uno sviluppo molto più lento nella relazione di Hansen-Mattock usata da Fintel. La situazione tende a stabilizzarsi verso spessori più bassi. Mentre, il Model Code per dimensioni elevate si pone all'incirca in mezzo tra i due. D'altra parte, l'autogeno, che non dipende da h_0 , non varia a seconda della norma utilizzata.

Per quanto riguarda lo sviluppo di creep nel tempo:

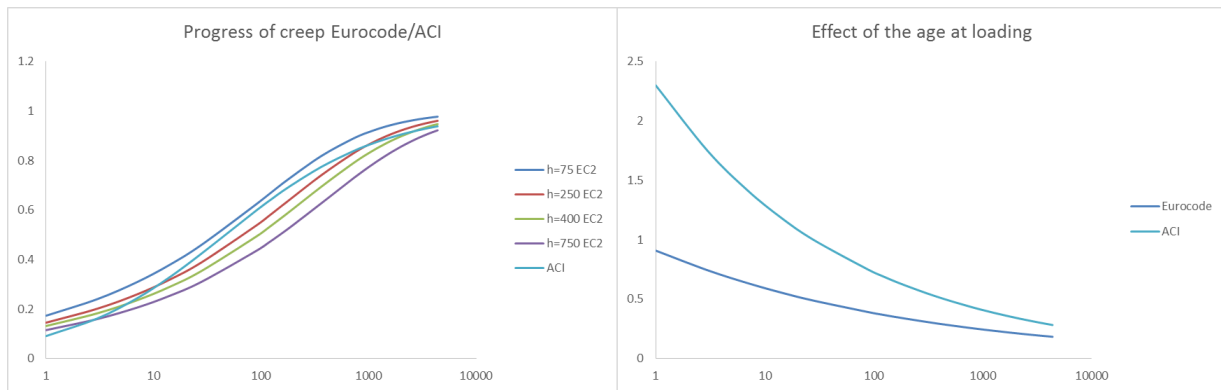


Fig. 42 Sviluppi di creep ed effetto dell'età al carico in base alla norma di riferimento

In questo caso, si nota come la normativa ACI (American Concrete Institute) usata da Fintel non faccia una distinzione con riguardo ad h_0 al contrario di quanto consigliato dall'EC2. Si precisa però e lo si nota come la dipendenza sia lieve.

Più forte è invece la differenza tra ACI e EC2 riguardo l'effetto dell'età al momento del caricamento dell'elemento. Si notano infatti valori quasi raddoppiati utilizzando la ACI.

4. Caso di studio: la Torre de Cristal a Madrid

“La Torre de Cristal è uno dei grattacieli più eleganti che abbia mai progettato. Fu concepito come una scultura cristallina, delicata e vivace di forme ascendenti che portano il nostro sguardo verso il suo apice e verso il cielo. Gli aspetti della Torre catturano e riflettono la luce con grande dinamismo. L’edificio termina, in cima, con un giardino vetrato con roveri maturi contro una parete coperta di piante, in una espressione verde e viva. La Torre de Cristal è oggi uno degli edifici più importanti e nobili di Madrid”

César Pelli



Fig. 43 La Torre de Cristal [35]



Fig. 44 Panoramica della Cuatro Torres Business Area [Maurizio Catapano 3.02.2018]

[5,36,37,38] La Torre de Cristal è proprietà della Mutua Madrileña. Il progetto architettonico fa parte dell'equipe dello studio di César Pelli, il progetto strutturale è di OTEP Internacional, mentre la costruzione della struttura è stata realizzata da Dragados con l'appoggio tecnico di FHECOR Ingenieros Consultores.

È situata nel Paseo de la Castellana di Madrid, esattamente nella vecchia Ciudad Deportiva del Real Madrid ed è ora parte del complesso conosciuto come Cuatro Torres Business Area.



Fig. 45 Cuatro Torres Business Area [FHECOR Ingenieros Consultores]

La Cristal Tower è un edificio a forma di prisma rettangolare di lati 48.85 m x 38.85 m i cui angoli si vanno sempre più smussando a mano che si sale in altezza dando luogo a una sezione trasversale a forma di ottagono irregolare che termina a circa 250 metri di altezza.

Si riportano di seguito le tre piante tipo della torre, divisa idealmente in tre terzi. In realtà la pianta varia in ogni livello.

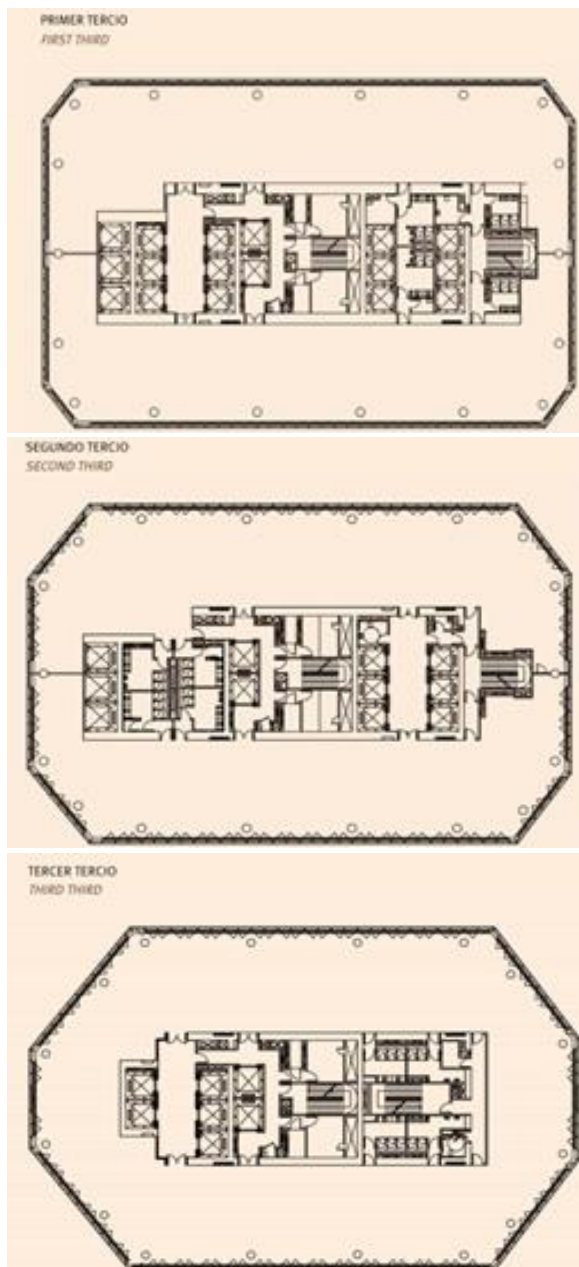


Fig. 47 Variazione geometria della Torre [35]

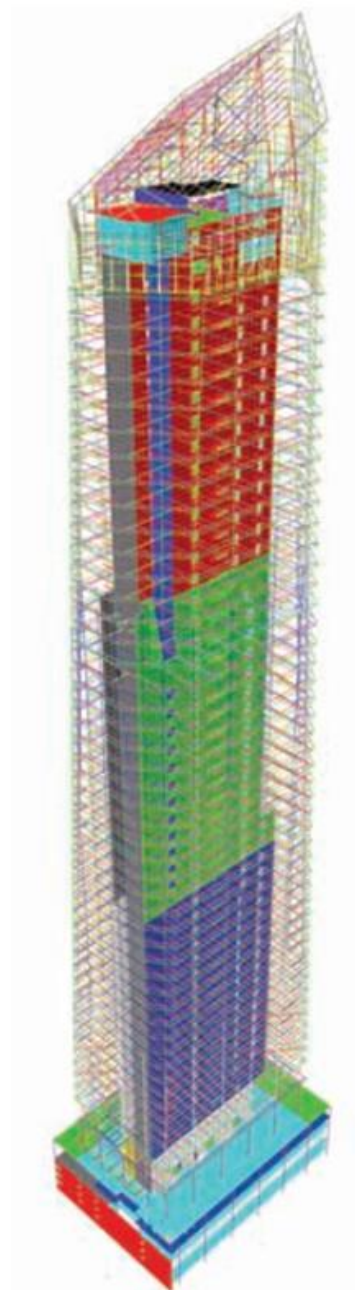


Fig. 46 Modello della torre lungo l'altezza [38]

4.1 Caratteristiche strutturali

Nell'intera altezza si distribuiscono 46 piani di uffici, 5 piani tecnici, di cui due situati sopra il vestibolo di entrata (di 11 metri circa) mentre un'altra tra i livelli 31 e 32 e infine l'ultimo sopra il piano 46. Oltre a questi, la struttura possiede 6 livelli sotterranei adibiti ad uso parcheggio che vanno in profondità per un totale di 20 metri. Il tutto termina con una

fondazione profonda fatta di piastre e pannelli portanti di 120 cm di spessore e 20 m di longitudine situati sia sotto i pilastri sia sotto i muri formanti il nucleo.

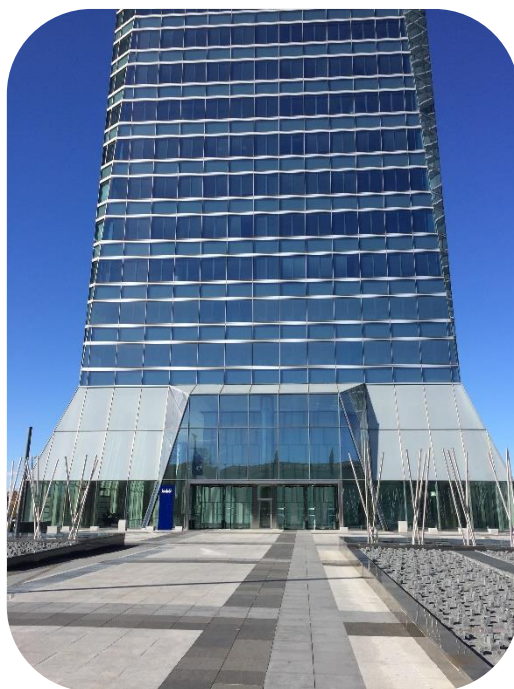


Fig. 48 Cambio di pianta tra sotterranei e vestibolo di accesso [Maurizio Catapano 3.02.2018]

Il contenimento della spinta del terreno è realizzato a partire dal secondo sotterraneo (S5) tramite dei muri diaframmatici di 60 cm di spessore e pannelli di 5 m di larghezza. Tali muri formano un unico volume con i sotterranei della Torre Espacio (la torre adiacente alla Torre de Cristal) evitando così di realizzare un ulteriore diaframma nella mezzeria.

I sotterranei sono progettati interamente con calcestruzzo gettato in situ ed è caratterizzata dalla presenza di pilastri rettangolari in c.a., con la dimensione minore sempre più piccola di 40 cm e l'altra variabile. Ci sono oltre a questi chiaramente anche i pilastri che si elevano nell'altezza dell'intera torre. D'altra parte, la loro struttura orizzontale è fatta di piastre di cemento armato con spessori compresi tra i 30 e i 50 cm in funzione delle luci e dei carichi corrispondenti, i quali giungono ad avere valori rispettivamente di 11 KN/m^2 e 25 KN/m^2 .

Gli spessori e i carichi aggiuntivi (permanenti G2) delle piastre degli interrati sono rispettivamente 30 cm e 3 KN/m^2 nei primi 5 mentre 40 cm e 25 KN/m^2 nel piano terra (PB planta baja).

Per quanto concerne la struttura verticale, la Torre è costituita da 18 pilastri perimetrali misti e un nucleo in c.a. che partono dalla fondazione.

La colonna presa in considerazione nell'analisi ai DAS è quella corrispondente al filo fisso B4 mentre per il nucleo è stato preso in conto il shear wall corrispondente alla colonna con una lunghezza di 9.60 m per l'intera altezza, eccetto i 6.90 m al top.

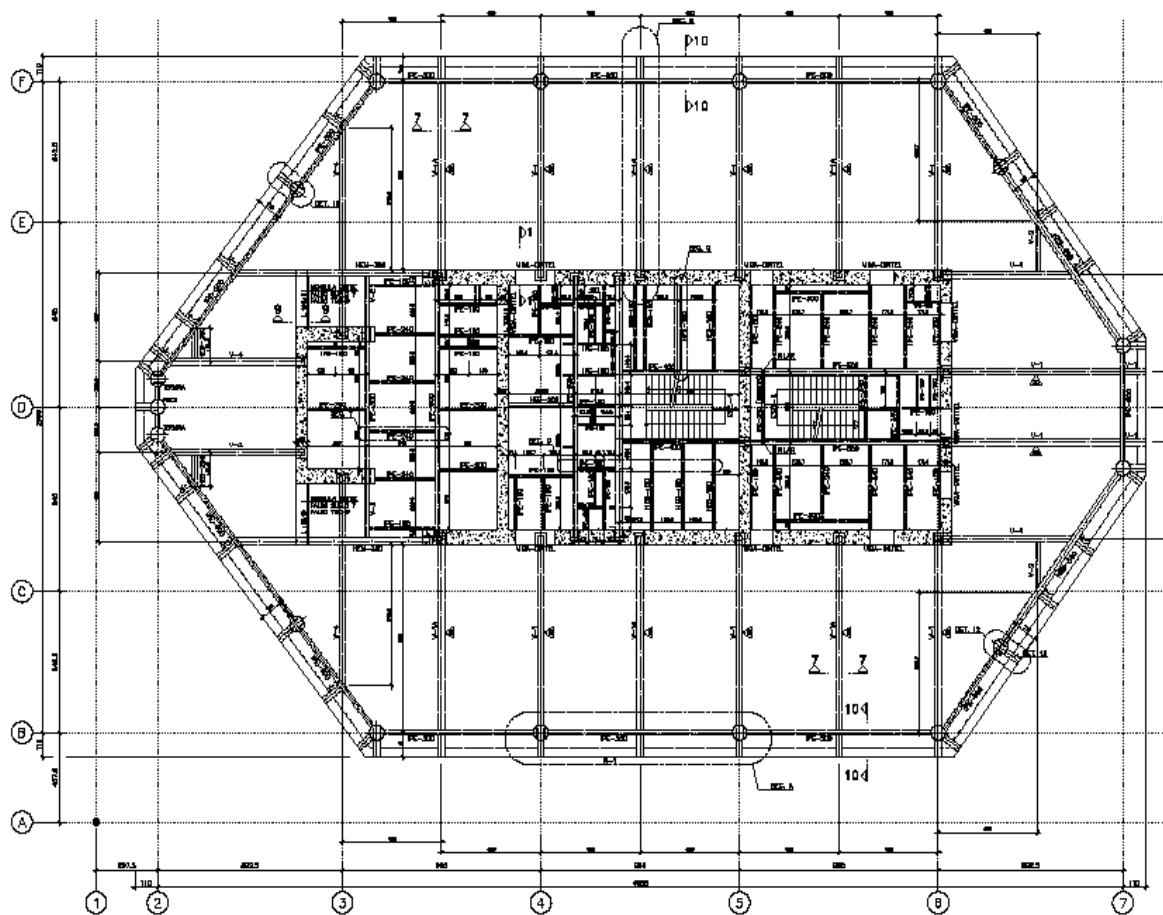


Fig. 49 Vista in pianta di un livello generico [FHECOR]

Il nucleo, in cemento armato, sopporta la maggior parte dei carichi trasferiti dal solaio ed è il responsabile della stabilità della struttura nei confronti delle importanti azioni orizzontali date dal vento. I muri costituenti il nucleo presentano dimensioni variabili tra i 120 cm al bottom e i 70 cm al top e sono connessi da diaframmi orizzontali di 50 cm.

Tabella 5 Caratteristiche nucleo Torre de Cristal

<i>Core reinforcement</i>		
<i>Level</i>	<i>Name</i>	<i>φ / step</i>
[0 , 7]	[S6 , N1]	25 / 30
[8 , 25]	[M1 , N17]	25 / 30
[26 , 42]	[N18 , N33]	20 / 30
[43 , 58]	[N34 , AZOT]	16 / 30

Core thickness

Level	Name	[cm]
[0 , 7]	[S6 , N1]	120
[8 , 25]	[M1 , N17]	100
[26 , 42]	[N18 , N33]	80
[43 , AZOT.]	[N34 , N58]	70

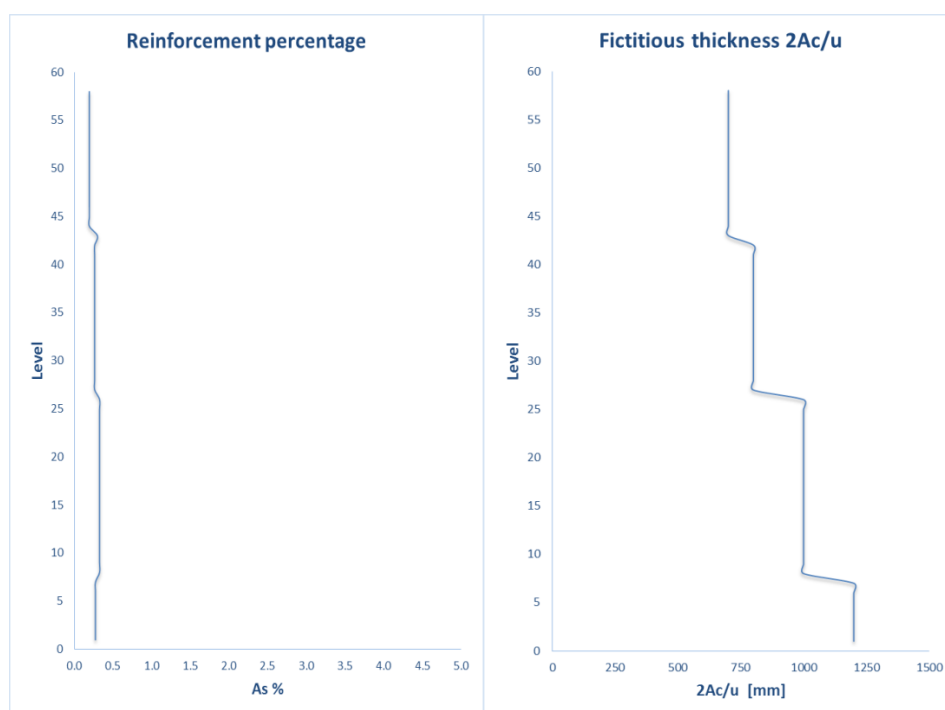


Fig. 50 Variazioni armatura e spessore fittizio del nucleo

A proposito, invece, dei pilastri della Torre, le colonne sono miste e costituite da un profilo metallico di tipo HD di acciaio di qualità S460 e riempite di cemento armato autocompattante da 45 MPa per via dell'elevata percentuale di armatura presente. Alla base presenta una sezione da 95 cm che varia fino ai 70 cm al top.

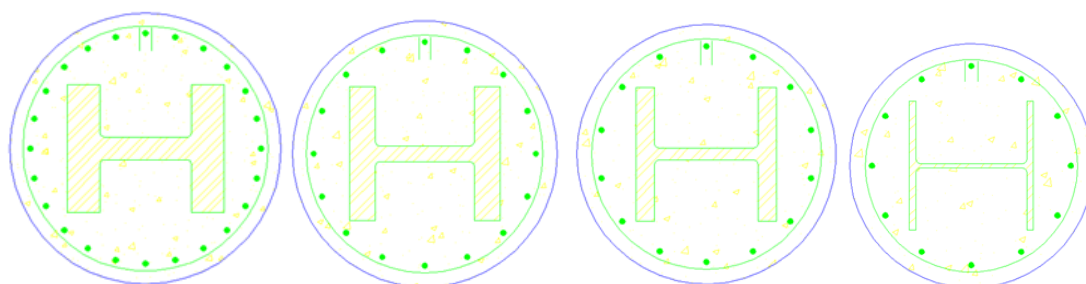


Fig. 51 Variazione colonna composita dal bottom al top

Tabella 6 Caratteristiche colonna composita

Steel sections

Level	Name	Profile
[1 , 8]	[S5 , M1]	HD 400X990
[9 , 11]	[M2 , N3]	HD 400X818
[12 , 16]	[N4 , N8]	HD 400X744
[17 , 19]	[N9 , N11]	HD 400X677
[20 , 22]	[N12 , N14]	HD 400X634
[23 , 25]	[N15 , N17]	HD 400X592
[26 , 28]	[N18 , N20]	HD 400X551
[29 , 31]	[N21 , N23]	HD 400X509
[32 , 34]	[N24 , N26]	HD 400X463
[35 , 37]	[N27 , N29]	HD 400X421
[38 , 40]	[N30 , M3]	HD 400X382
[41 , 43]	[N32 , N34]	HD 400X287
[44 , 46]	[N35 , N37]	HD 400X237
[47 , 49]	[N38 , N40]	HD 400X216
[50 , 52]	[N41 , N43]	HD 360X147
[53 , 56]	[N44 , M4]	HD 360X134

Ordinary reinforcements

Level	Name	ϕ	Number
[1 , 6]	[S5 , PB]	25	24
[7 , 8]	[N1 , M1]	25	40
[9 , 10]	[M2 , N2]	25	18
[11 , 19]	[N3 , N11]	20	16
[20 , 43]	[N12 , N34]	20	14
[44 , 56]	[N35 , M4]	20	12

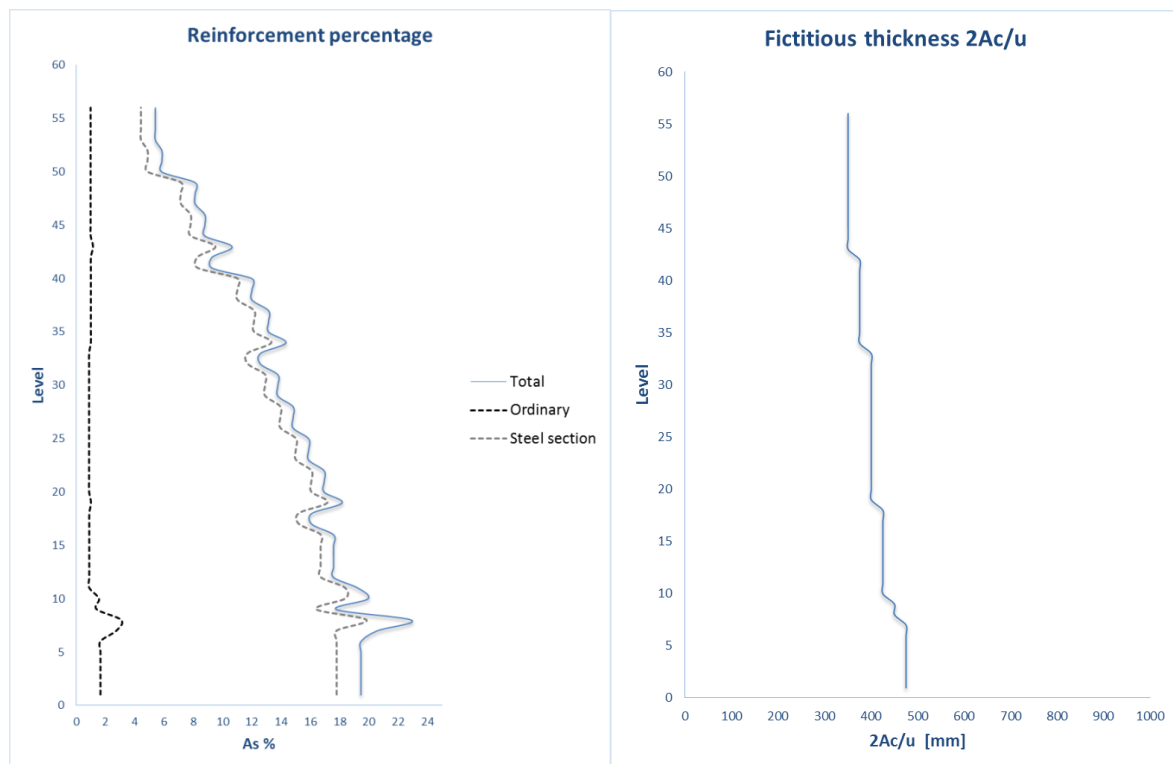


Fig. 52 Variazioni armatura e spessore fittizio colonna composita

Inoltre, le colonne nascono in fondazione su delle piastre metalliche di qualità S460 e sono ancorate tramite 8 perni di diametro 45 mm. Essendo poi l'altezza di interpiano di 4.20 m, le sezioni metalliche sono state installate con pezzi di lunghezza pari a 3 livelli (12.60 m). L'unione tra diversi pezzi prefabbricati è realizzata attraverso un semplice appoggio di un segmento sopra l'altro, provvedendo una piastra avvitata per assicurare la stabilità della colonna durante il montaggio.



Fig. 53 Piastra metallica per l'appoggio della colonna in fondazione [FHECOR]

Tuttavia, per via della geometria particolare della torre, molti pilastri si inclinano a partire da un determinato livello in modo da seguire l'inclinazione della facciata. Ciò produce la nascita di sforzi di deviazione che sono stati compensati nella costruzione disponendo armatura attiva aggiuntiva tra la colonna corrispondente e il nucleo.

Venendo alla struttura orizzontale, occorre fare una distinzione tra parte esterna ed interna al nucleo:

- La struttura orizzontale esterna è formata da una trave perimetrale posta tra i pilastri di facciata (Profilo IPE-500). Essa a sua volta riceve in mezzzeria un'ulteriore trave metallica che poggia anche sul core. Per di più, le travi perpendicolari alla facciata poggiano in modo alternato sul pilastro di facciata e sulla trave perimetrale. Nell'ultimo caso si è provvisto alla trave uno sbalzo per supportare il solaio esterno, difatti sia le colonne che le travi hanno il loro asse distante di 1.10 m dal bordo del solaio.

A riguardo del solaio, esso generalmente è formato da sezioni hollow-core (ad eccezione dei sotterranei e delle piante meccaniche in cui si dispone una piastra piena). L'utilizzo di piastre alveolari ha permesso un rapido ritmo di costruzione (7 giorni per piano). Inoltre, al di sopra è stata disposta una soletta di compressione, molto importante quando esistono forti azioni orizzontali.

- La struttura orizzontale interna, invece, è fatta di travi principali incorporate parzialmente nel solaio, il quale è formato da piastre alleggerite di 27 cm. Una

soluzione questa, certamente meno economica dell'hollow core ma necessaria per via dei frequenti buchi presenti nella struttura orizzontale all'interno del core.

Infine vi è la Coronación (crown structure) al top. Essa è formata da una struttura complessa tridimensionale fatta di scale e controventature e dalla copertura (Cubierta). Ha, inoltre, la funzione di garantire la continuità alla facciata quando terminano i solai. Tale struttura ebbe notevoli difficoltà al momento della costruzione dal momento che comprende le piante tecniche M4 e M5, la terrazza (Azotea) e l'intera Cubierta, oltre che le scale e le controventature. In questi piani è adibito anche un giardino verticale (Jardín de Invierno) che parte dai 210 metri di altezza sul livello del suolo e si protrae fino al top. La Cubierta invece è caratterizzata da una struttura metallica con l'inclinazione delle falde di 26.50°.

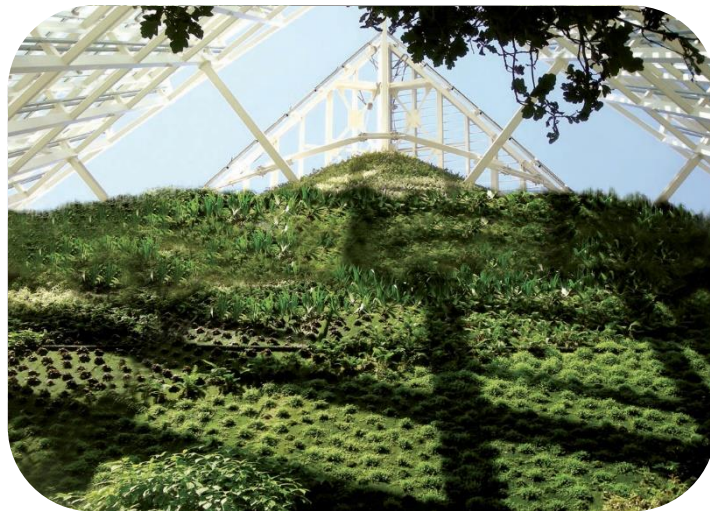


Fig. 54 Giardino verticale della Torre de Cristal [35]

4.2 Construction stage

L'analisi prende in considerazione i carichi verticali che gravano sul core e sulla colonna, responsabile del DAS. Ogni carico è applicato in diverse epoche temporali durante la costruzione della struttura.

Come prassi negli edifici di grande altezza, il nucleo è costruito con un certo anticipo, il quale in tal caso è stato di 4 livelli. La costruzione di ogni livello della struttura viaggia con un ritmo floor by floor di 7 giorni per piano. Pertanto, fin quando il solaio potrà essere applicato al piano in considerazione, ossia quando la colonna giunge alla quota desiderata, il nucleo potrà aver ceduto per peso proprio di una certa quantità che andrà valutata durante il presetting.

Essendo quindi il core di 58 livelli, mentre la colonna di 56 piani, i rispettivi tempi di costruzione saranno pari a 406 giorni e 392 giorni.

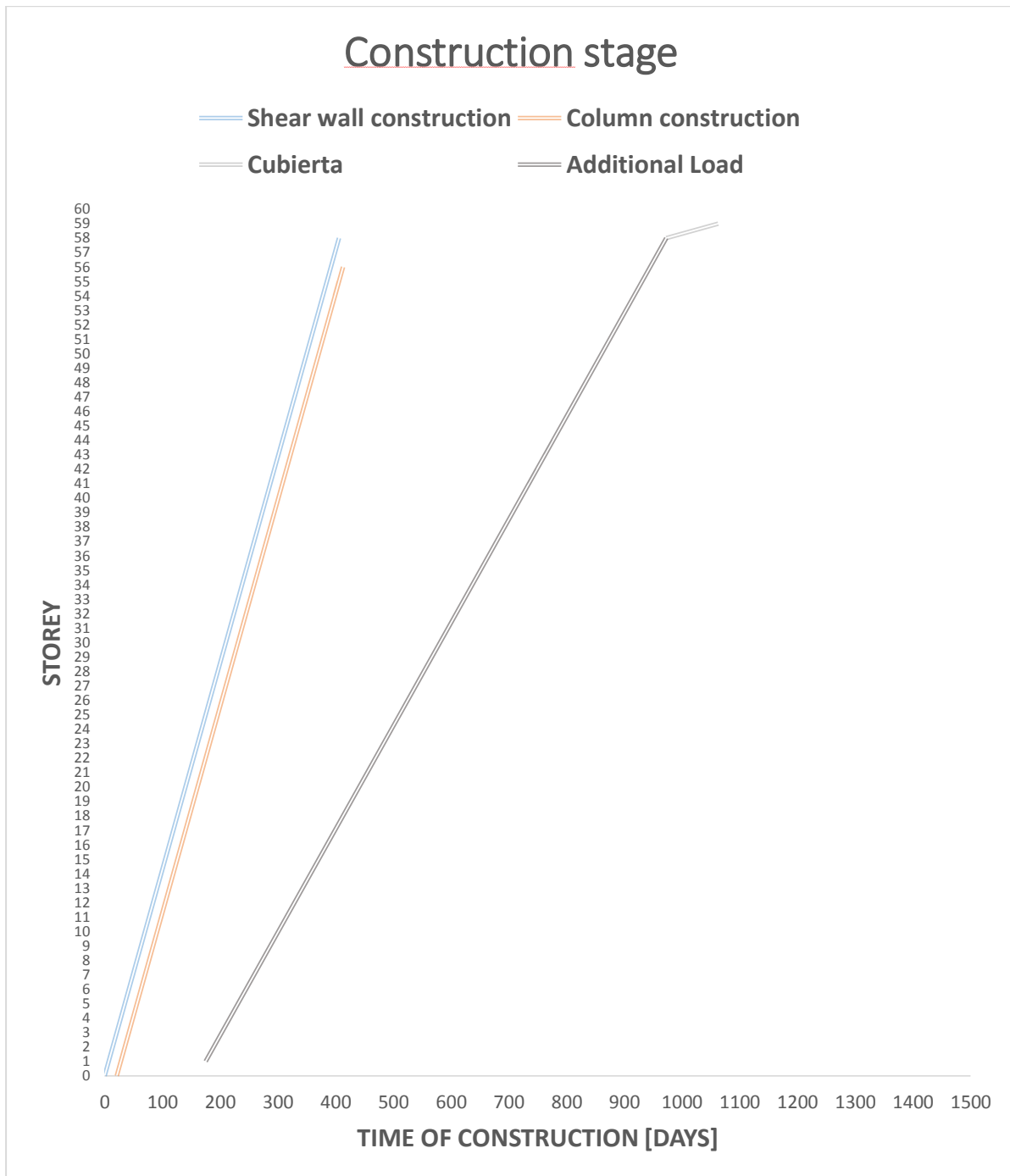


Fig. 55 Construction stage

Sapendo dunque che il nucleo viaggia con un anticipo di 4 livelli, si afferma come il dead load (comprensivo del peso del solaio) sia stato applicato interamente in 392 giorni procedendo con la costruzione.



Fig. 56 Costruzione del nucleo in anticipo di quattro livelli (sinistra), costruzione delle mega colonna (destra) [38, FHECOR]

D'altra parte, avendo una colonna composita, il profilo è installato in anticipo rispetto al getto per un numero di piani pari a tre. Tuttavia, al momento dell'applicazione del solaio, è stato già effettuato il getto, pertanto sarà l'intera colonna ha dover sopportare il carico di piano.

Nell'analisi viene chiaramente preso in considerazione anche l'effetto dovuto al peso proprio della colonna e del nucleo, non trascurabile soprattutto in quest'ultimo caso date le elevate dimensioni dell'elemento.

Oltre al dead load è stato applicato nell'analisi l'Additional Load. In questo è stato preso in considerazione l'effetto degli ulteriori carichi permanenti della struttura ed è stato tenuto in conto l'effetto della facciata di vetro, importante in tale struttura.

L'applicazione del carico addizionale comincia quando la costruzione del dead load è già giunta al piano 25. Pertanto, a fine costruzione della colonna si afferma come siano stati applicati solo 16 livelli di carico addizionale. I restanti impalcati verranno applicati fino al tempo di fine costruzione dell'intera struttura.

Come si nota dal grafico di Construction Stage, si comincia la costruzione dell'Additional Load al giorno 175 e si procede con una pendenza minore rispetto al Dead Load. Essa è dovuta al fatto che facciata e ulteriori permanenti vengono posti con un ritmo floor by floor pari a 14 giorni per livello.



Fig. 57 Costruzione facciata (sinistra), modello costruttivo della Coronación (destra) [38, FHECOR]

Completando la costruzione, al top è stata inserita una struttura di Coronación che comprende i livelli M4 e M5, più la terrazza e il giardino verticale. La sua costruzione, ai tempi, è stata molto elaborata e complessa e ha richiesto un tempo totale di circa 3 mesi. Si giunge così al tempo di fine costruzione totale della struttura pari a 1063 giorni.

Infine, nel post-costruzione è stato applicato il carico variabile dovuto al servizio della struttura. In questo sono state prese in considerazione la presenza di:

- Parcheggi ai livelli sotterranei
- Hall al piano terra
- Ristorante al piano terra e al livello 1
- Sala riunioni e palestra al livello 24
- Hall superiore al livello 40
- Piante meccaniche nei livelli M1 M2 M3 M4 M5
- Uffici nei restanti livelli

Di seguito, si mostra globalmente i carichi applicati quelli generati dai pesi propri. Si sceglie una rappresentazione in KN per il nucleo in quanto caratterizzato da diverse aree di influenza e diversi carichi internamente ed esternamente. La struttura di Coronación invece scarica su pilastro e nucleo rispettivamente 6953 KN e 9659 KN.

Tabella 7 Carichi per colonna e nucleo

COLUMN			
Levels	Dead Load [kN/m ²]	Additional Load [kN/m ²]	Variable Load [kN/m ²]
1 (S5) - 4 (S2)	8.75	0.5	2.5
5 (S1)	8.75	1.5	2.5
6 (PB)	10	3	5
7(N1)	0	0	0
8 (M1)	6.34	29	1
9 (M2)	0	0	0
10 (N2) - 23 (N15)	4.25	1.5	3
24 (N16)	4.25	0	5
25 (N17) - 39 (N31)	4.25	1.5	3
40 (M3)	6.34	25	5
41 (N32) - 55 (N46)	4.25	1.5	3
56 (M4)	6.34	19	1

CORE			
Levels	Dead Load [kN]	Additional Load [kN]	Variable Load [kN]
1 (S5) - 4 (S2)	1558	135	215
5 (S1)	1745	175	215
6 (PB)	1803	278	357
7(N1)	1787	127	0
8 (M1)	2244	1341	71
9 (M2)	1126	191	0
10 (N2) - 23 (N15)	1205	187	214
24 (N16)	1347	127	357
25 (N17)	1347	187	214
26 (N18)	1423	244	258
27 (N19) - 39 (N31)	1225	246	260
40 (M3)	1273	1206	362
41 (N32)	1207	188	217
42 (N33)	1149	188	217
43 (N34) - 55 (N46)	1050	189	219
56 (M4)	1333	1659	87
57 (M5)	814	1238	73
58 (AZOTEA)	406	570	30

4.3 Verifiche agli Stati Limite

Sono state condotte le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio per la colonna e per il nucleo.

Allo stato limite di esercizio (Serviceability Limit State SLS) è necessario garantire che il creep avvenga nel campo lineare sotto la combinazione quasi permanente.

Allo stesso tempo è doveroso evitare che possano presentarsi dei cracks longitudinali nel caso in cui lo stress ottenuto con la combinazione caratteristica superi un certo valore critico [20].

Allo stato limite ultimo (Ultimate Limit State ULS) invece è necessario soddisfare la verifica a compressione sotto la combinazione dei carichi predisposta.

Si riportano di seguito le relazioni utilizzate:

- Creep lineare

$$\sigma = \frac{Nsd}{Ac + nA_o + nA_p} < 0.45 f_{ck} \quad - \longrightarrow Nsd = G + 0.3 Q \quad (43)$$

- Cracking

$$\sigma = \frac{Nsd}{Ac + nA_o + nA_p} < 0.6 f_{ck} \quad - \longrightarrow Nsd = G + Q \quad (44)$$

- Verifica a compressione

$$Nsd = 1.35 G + 1.5 Q < Nrd = f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s \quad (45)$$

Dove con A_c si sta indicando l'area di calcestruzzo, con A_o l'area di armatura ordinaria, con A_p l'area del profilo utilizzato.

Per quanto concerne il coefficiente di omogeneizzazione, è necessario prendere in considerazione gli effetti differiti dei carichi a lungo termine e dunque della viscosità. Pertanto, si assume per il cls il modulo di elasticità ridotto:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad - \longrightarrow n = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (46)$$

Il tutto è dovuto al fatto che vi è differenza tra un modulo di Young determinato con una prova di laboratorio e quello che vi è durante la costruzione.

Difatti, un provino è caricato istantaneamente, mentre i carichi negli edifici sono applicati in modo dilazionato nel tempo.

Attraverso questa tecnica dunque, si riesce a tenere in conto che la deformazione del calcestruzzo tende ad aumentare nel tempo (lasciando applicato il carico).

Si riportano in primis gli andamenti degli sforzi sotto la combinazione quasi permanente per creep lineare.

Si nota come, soprattutto nel caso della colonna, la differenza tra dead load e total load tenda ad accentuarsi maggiormente per via della presenza della struttura di Coronación.

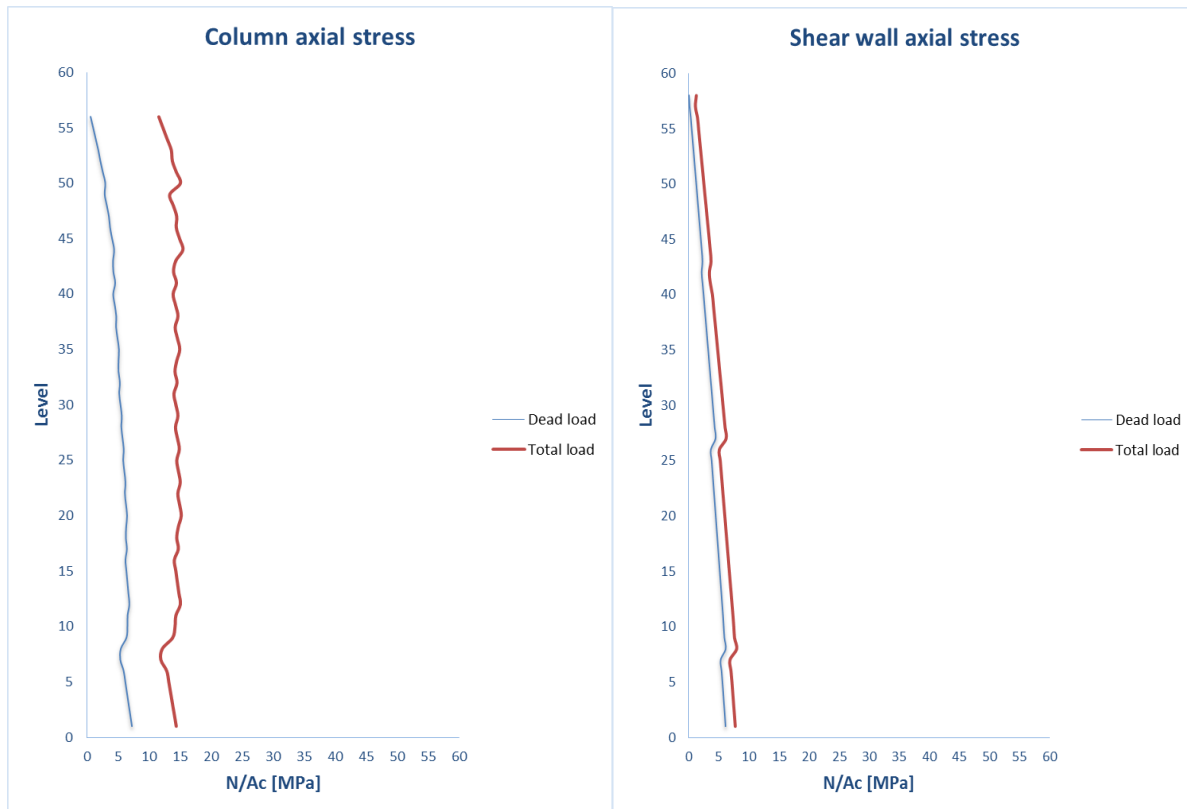


Fig. 58 Andamento degli sforzi sotto la combinazione quasi permanente

Si possono a questo punto riportare le verifiche svolte.

- Creep lineare

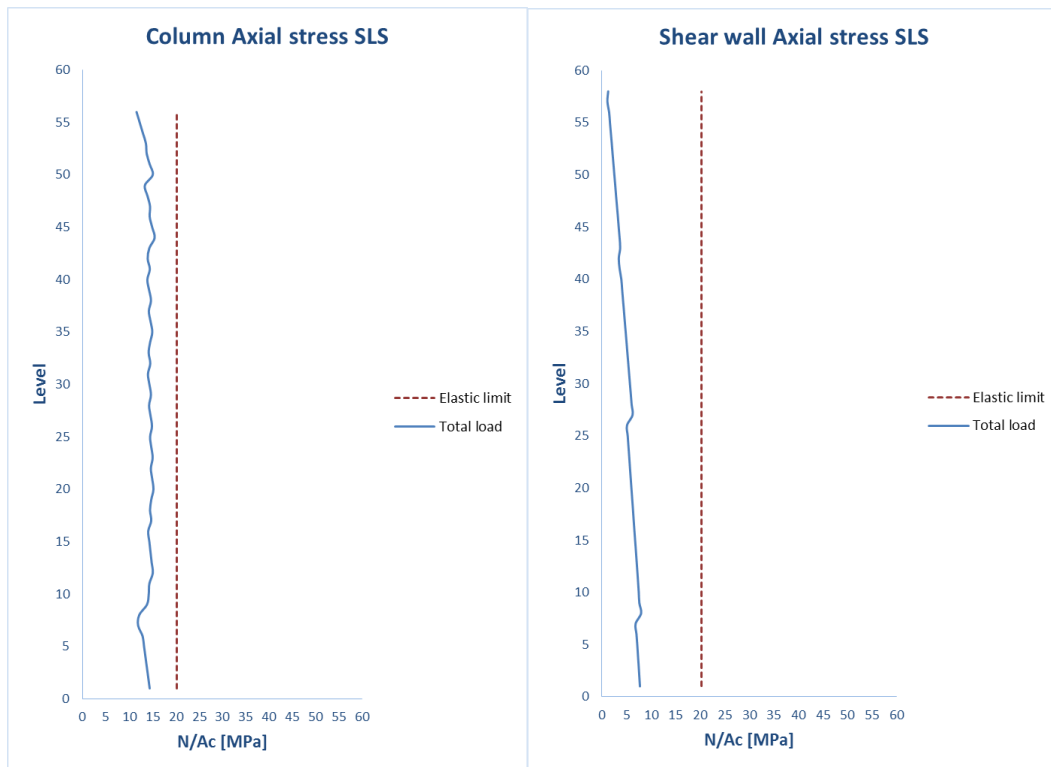


Fig. 59 Verifica per creep lineare

- Verifica anti-cracking

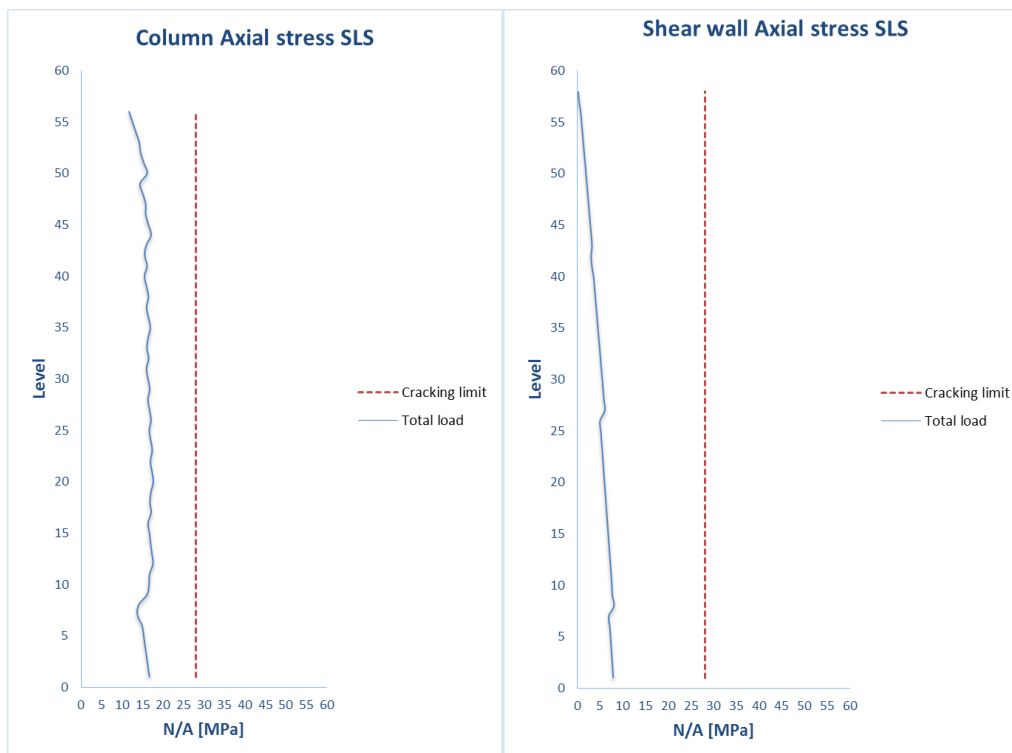


Fig. 60 Verifica anti-cracking

- Verifica a compressione

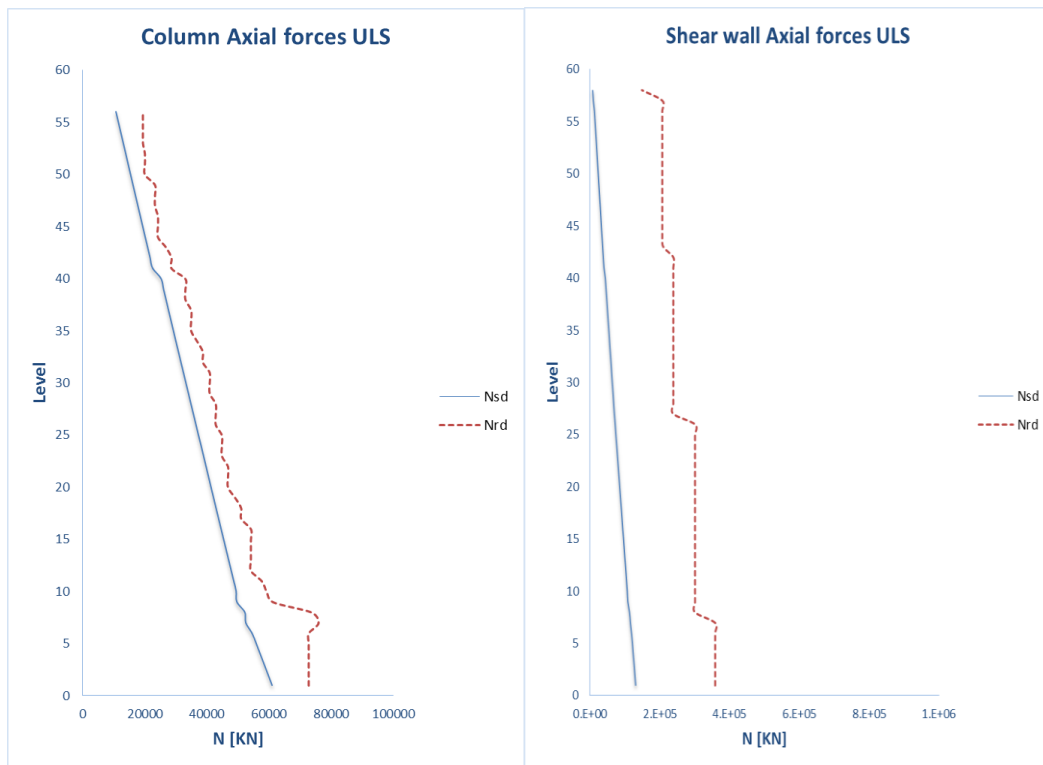


Fig. 61 Verifica a compressione

4.4 Accorciamenti before slab casting negli elementi verticali

Si riportano i risultati ottenuti per gli accorciamenti floor by floor che avvengono durante la costruzione prima della costruzione del piano in esame. Pertanto, il carico che viene installato entro il getto di piano è il dead load.

Tali accorciamenti potrebbero essere importanti e potrebbero considerarsi nella fase di presetting nel caso in cui non vengano presi degli accorgimenti costruttivi in fase di costruzione. Prendendo dunque in considerazione l'utilizzo di piastre spesse che compensino gli accorciamenti elastici dei profili prima del getto e riportando in quota il cassero al momento del getto del pilastro, si trascurano tali movimenti nel presetting.

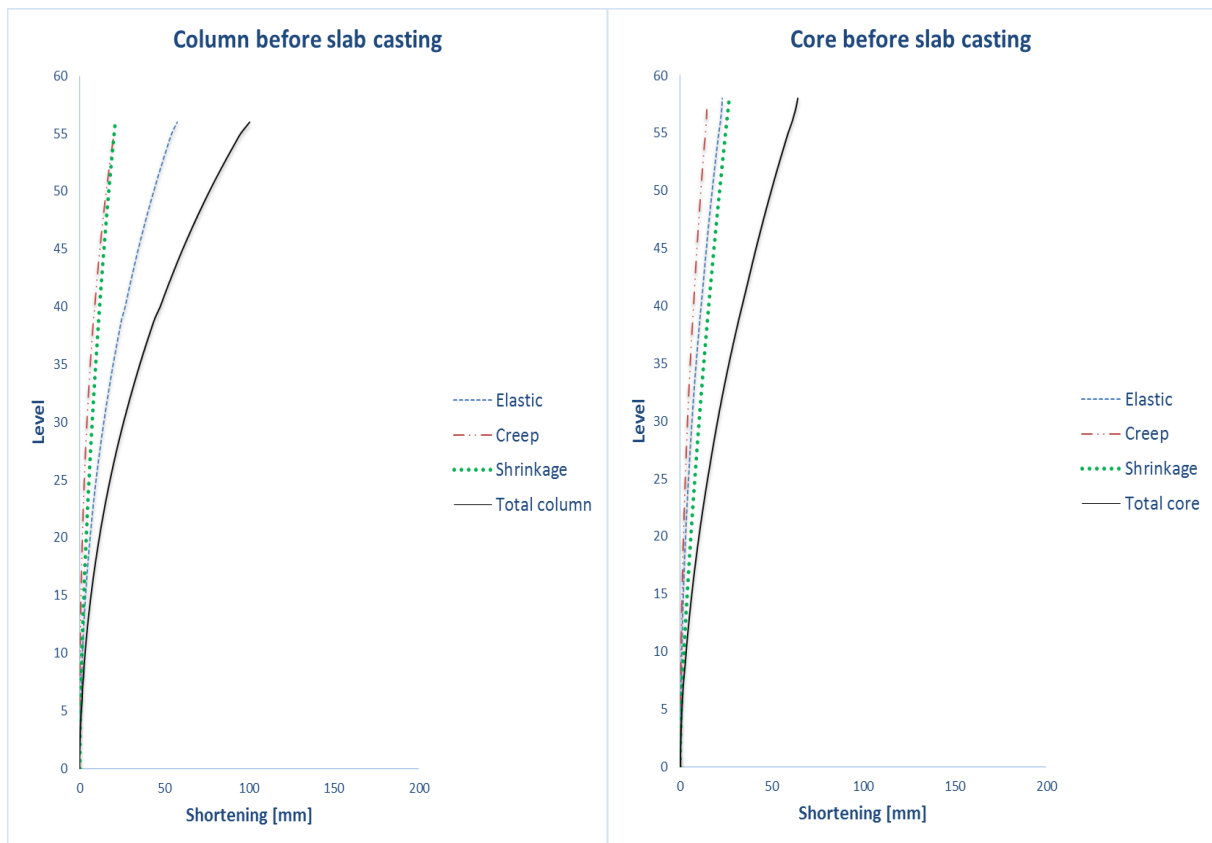


Fig. 62 Accorciamenti before slab casting Torre de Cristal

4.5 Accorciamenti after slab casting

Si riportano in tale paragrafo gli accorciamenti verticali dovuti all'effetto elastico, di creep e ritiro. Tali movimenti saranno responsabili del DAS finale. Vengono presi in considerazione i due seguenti intervalli che portano al grafico a tempo infinito:

- Inizio costruzione – fine costruzione colonna
- Fine costruzione colonna – tempo infinito

4.5.1 Elastic shortening

Nel caso della Torre de Cristal si sta considerando la totalità dei carichi presenti ed introdotti nella struttura. Pertanto, avremo grafici diversi anche nel caso dell'elastico a seconda dei diversi spazi temporali presi in considerazione.

Nella prima fase, ossia fino a fine costruzione della colonna, vengono introdotti i carichi relativi al dead load. In aggiunta, sapendo che il carico degli ulteriori permanenti e della facciata viene aggregato a partire dal giorno 175, si stima che sia possibile aggiungere solo il contributo di 16 livelli di Additional Load nel caso della colonna, mentre di 17 piani nel caso del nucleo.

Questo si nota soprattutto nel caso della colonna per via della minore area trasversale e lo vediamo attraverso la leggera deviazione del trend al livello 16. Per il nucleo la deviazione è molto meno accentuata al piano 17.

Il comportamento è tanto più lineare e risente meno delle deviazioni quanto maggiore è il rapporto volume/superficie dell'elemento.

Similarmente, ci saranno pendenze sempre minori quanto minore è l'area trasversale della sezione.

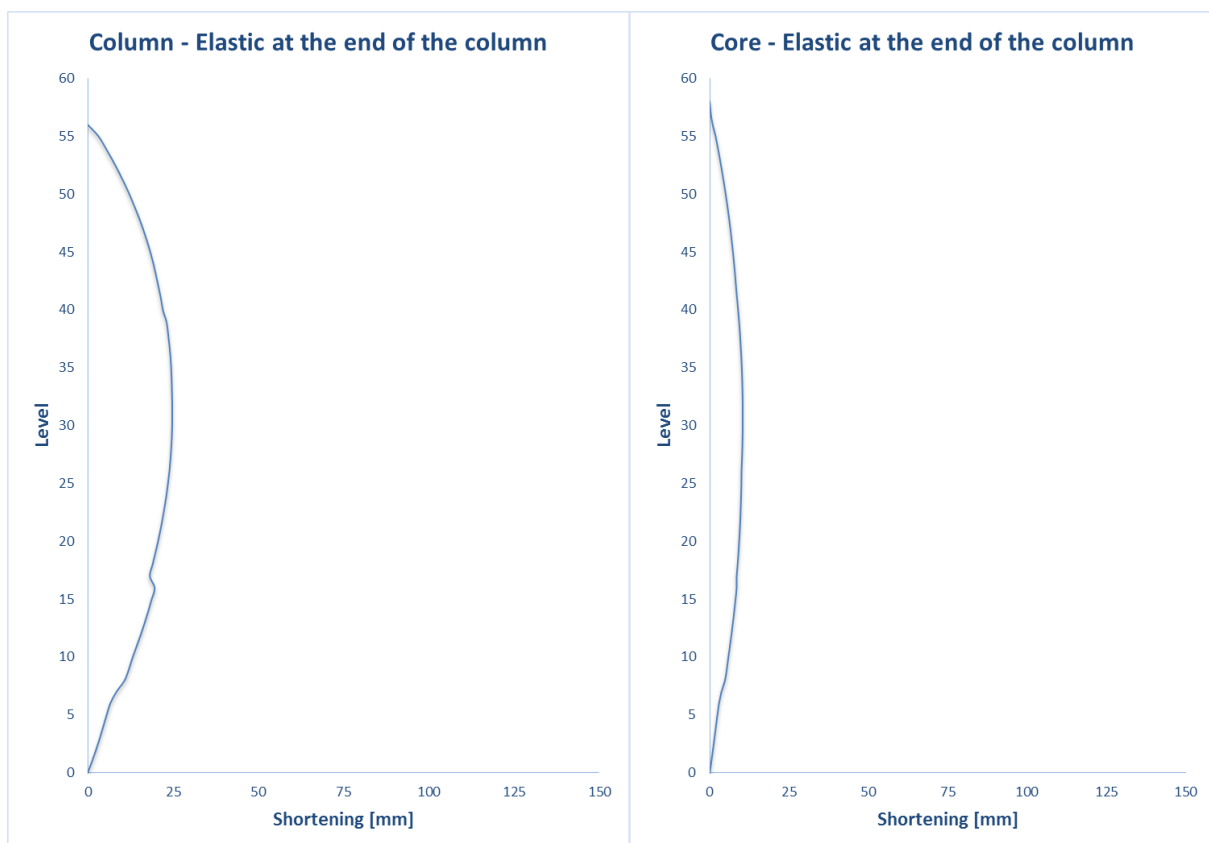


Fig. 63 Elastic shortening a fine costruzione della colonna per il pilastro e il muro a taglio – after slab casting

Il valore al top è zero in quanto l'istante preso in considerazione è quello di fine colonna, pertanto non vi è stato ancora modo per risentire degli effetti dovuti agli ulteriori carichi.

Nella seconda fase, cioè dalla fine della costruzione della colonna fino a tempo infinito vengono aggiunti i restanti livelli di carico addizionale della struttura e successivamente anche la struttura di copertura.

Non si prendono ancora in conto gli effetti dovuti al variabile in quanto verranno menzionati nel prossimo capitolo.

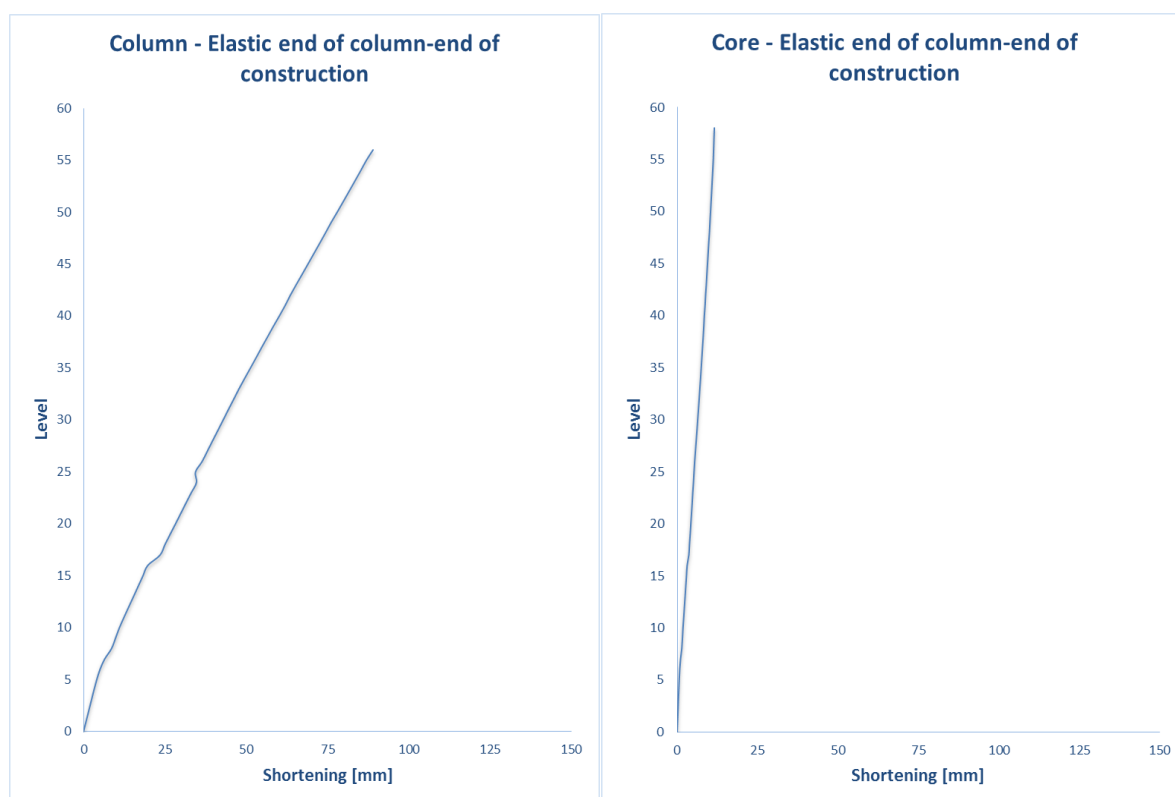


Fig. 64 Elastic shortening dalla fine costruzione della colonna fino ad infinito per il pilastro e il muro a taglio – after slab casting

Infine, è possibile visualizzare il contributo totale a tempo infinito dato dalla somma dei due corrispondenti ai due diversi ranges temporali. Precisamente, in tal caso il target time o il tempo infinito sta a coincidere con il tempo di fine costruzione totale dal momento che non vi sono effetti a lungo termine per l'accorciamento elastico.

Per di più, ci si aspetta che il massimo shortening si sposti sempre di più dai 2/3 e 3/4 dell'altezza verso quote maggiori, in quanto si aggiunge sempre più carico nel periodo successivo alla costruzione della colonna.

Tale spostamento verso quote maggiori è visto sempre più quanto più grandi sono i carichi aggiunti nella seconda fascia temporale.

Si osserva anche come tale cambiamento sia molto meno accentuato nel caso del core che presenta dimensioni importanti. In altri termini, ne risente meno rispetto alla colonna e mantiene il suo shortening tra i $2/3$ e i $3/4$.

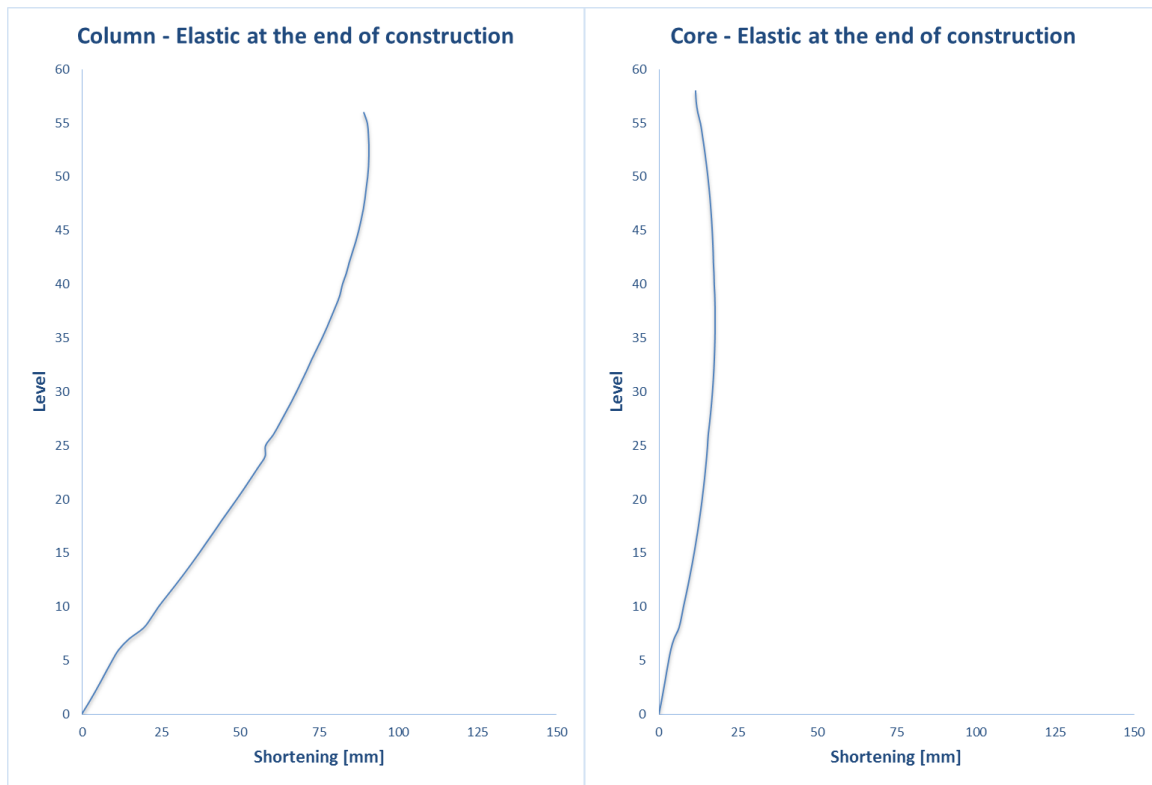


Fig. 65 Elastic shortening at target time per il pilastro e il muro a taglio – after slab casting

4.5.2 Creep shortening

Sulla falsariga di quanto avvenuto per l'elastico, si riportano i grafici nei diversi istanti, ad eccezione del fatto che questa volta fino a tempo infinito l'elemento può sviluppare ancora accorciamenti per via della viscosità. La stessa cosa accade per il ritiro.

In tal caso, si nota come il principale contributo, essendo il creep sviluppato nei primi anni, sia dovuto al dead load e che la deviazione dovuta al carico addizionale sarà meno evidente.

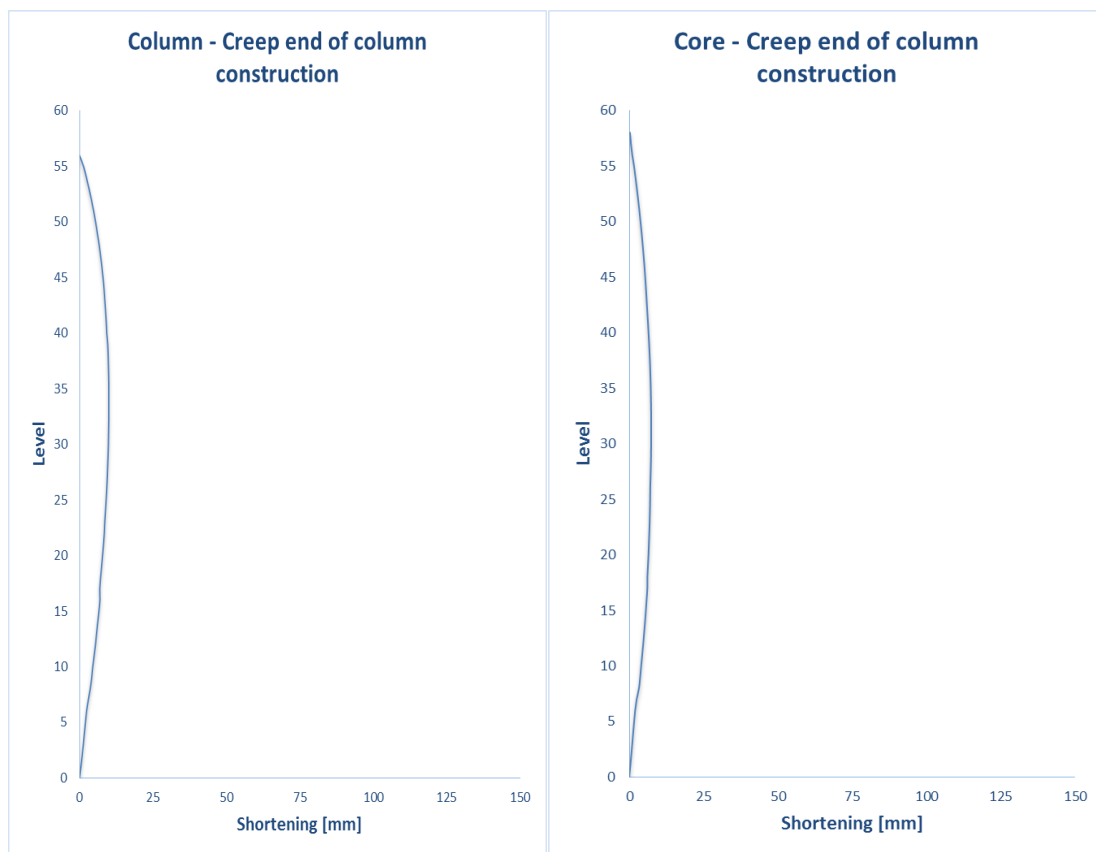


Fig. 66 Creep shortening a fine costruzione della colonna per il pilastro e il muro a taglio

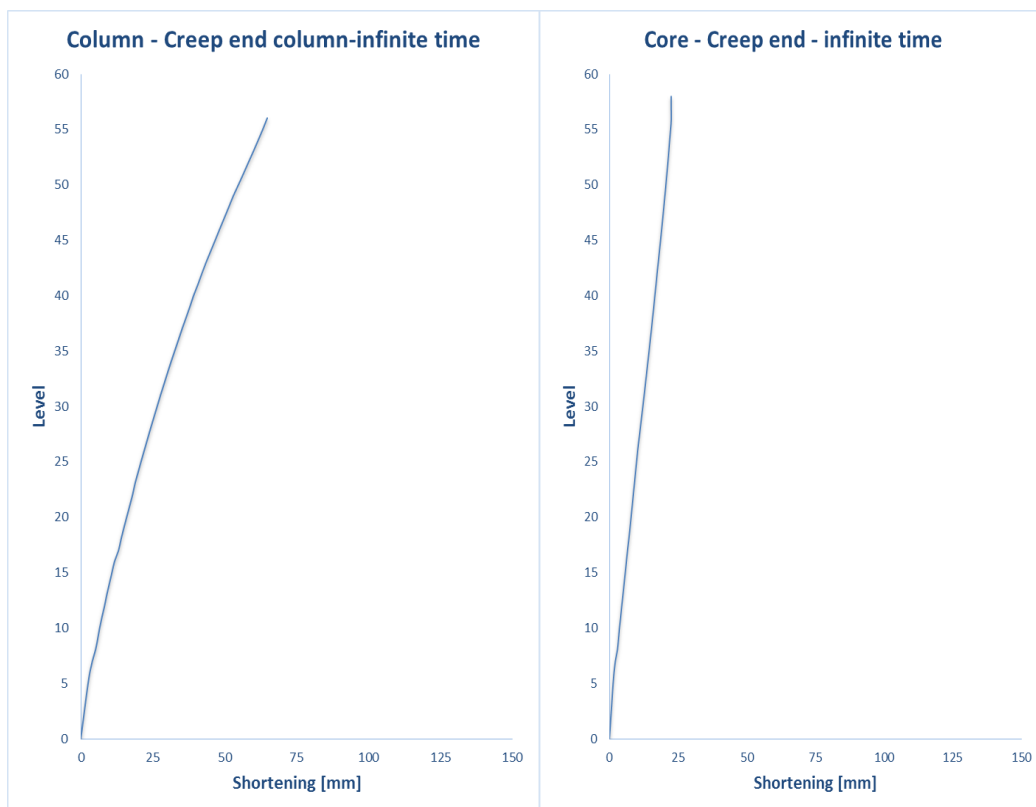


Fig. 67 Creep shortening da fine costruzione della colonna fino ad infinito per il pilastro e il core

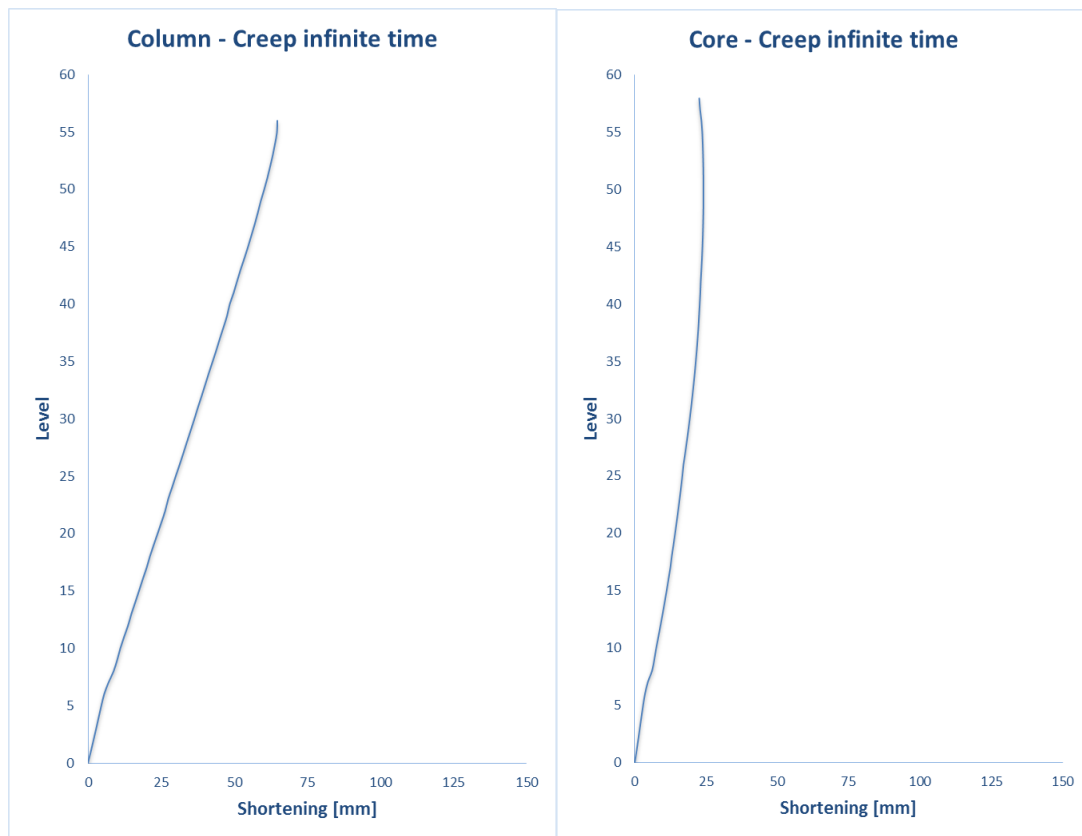


Fig. 68 Creep shortening a tempo infinito per il pilastro e il core

4.5.3 Shrinkage shortening

Ciò che ci si aspetta generalmente è un ritiro maggiore per elementi a rapporto volume/superficie minore. Ciò non si manifesta in questo caso di studio in quanto vi è una forte differenza di armatura tra nucleo e colonna. Pertanto, il ritiro è fortemente contenuto dall'acciaio nel caso della colonna, quasi per niente invece nel caso del shear wall.

Inoltre come vedremo nel capitolo 4.8, un grande protagonista di questo risultato è anche lo spessore fittizio che fa variare radicalmente lo sviluppo nel tempo di shrinkage. Infatti come vi si può notare, inizialmente colonna e shear wall tendono a sviluppare valori simili di shrinkage, successivamente ci sarà invece un forte sviluppo fino a tempo infinito da parte del muro e uno piccolo da parte della colonna che inverte il trend generale.

Per una spiegazione grafica si rimanda al capitolo 4.8.

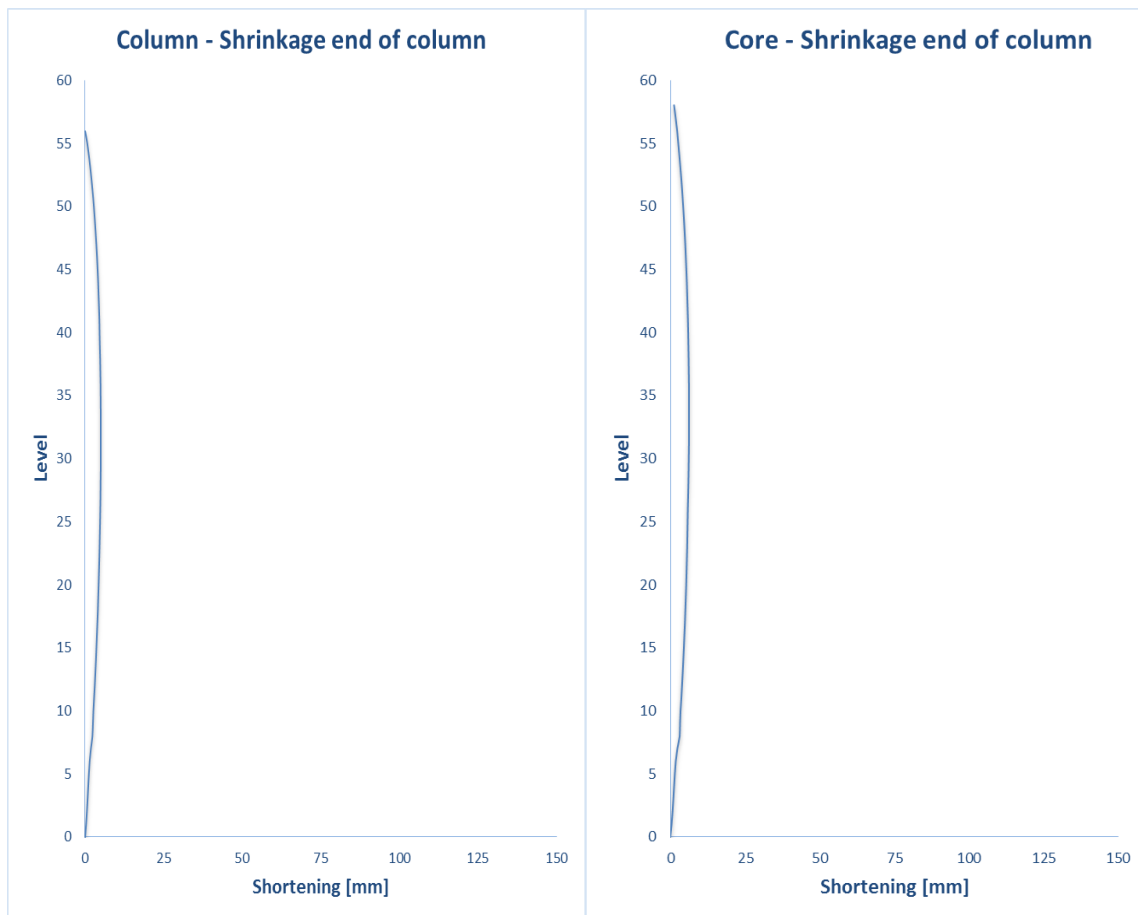


Fig. 69 Shrinkage shortening a tempo di fine costruzione colonna per il pilastro e il core

Ciò che si può notare è che, al contrario di quanto accade per la colonna, il valore di ritiro al top per il nucleo non è esattamente zero ma avrà qualche millimetro. Questo è dovuto al fatto che il core è costruito in anticipo rispetto alla mega colonna, quindi ha avuto qualche giorno per sviluppare shrinkage, a differenza del pilastro.

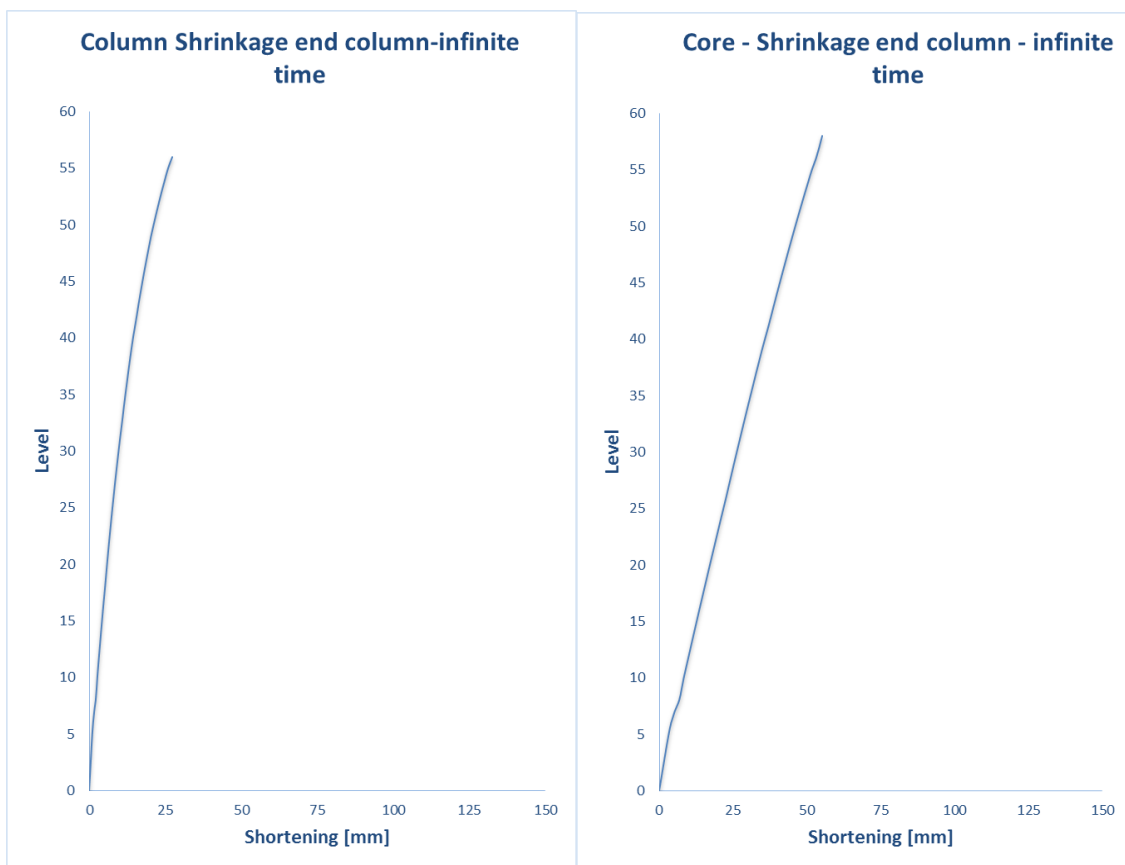


Fig. 70 Shrinkage shortening tra il tempo di fine costruzione colonna ed infinito per pilastro e core

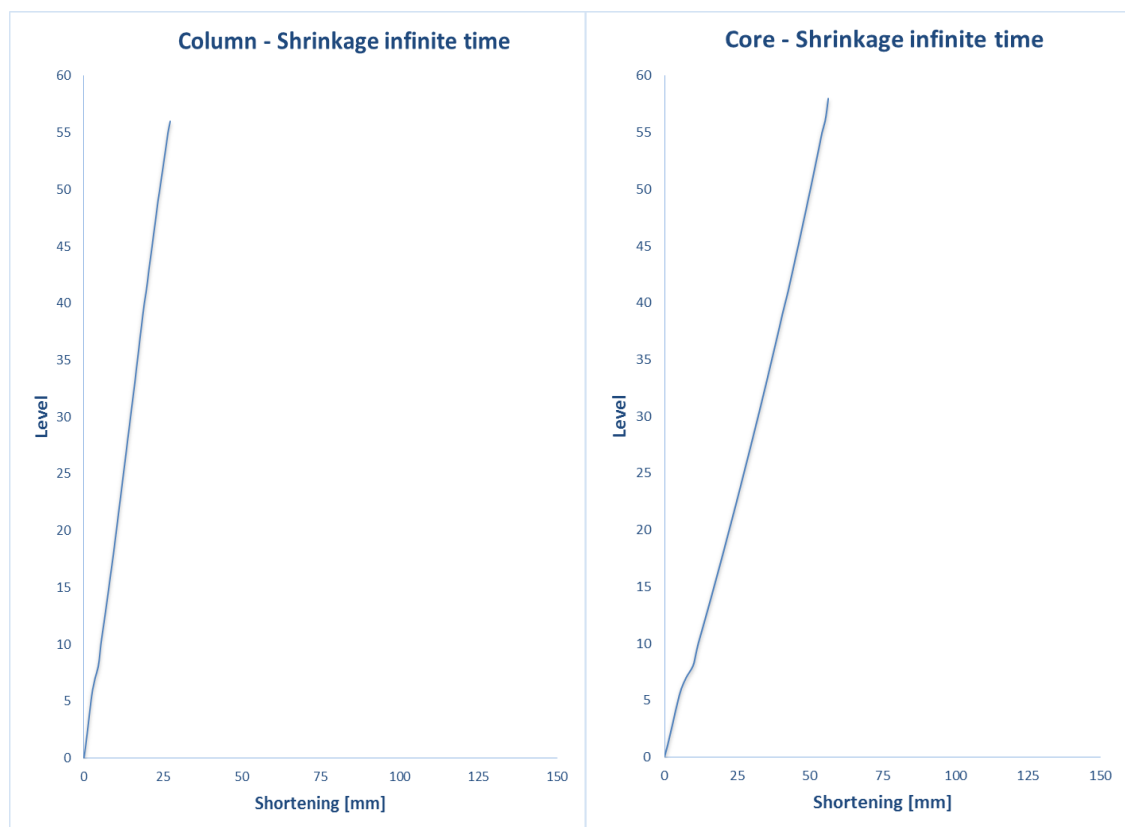


Fig. 71 Shrinkage shortening tra il tempo di fine costruzione colonna ed infinito per pilastro e core

Nell'analisi viene utilizzato un tempo di curing pari a 7 giorni derivante dall'analisi effettuata con il software 'Prontuario Informático del Hormigón'. Essendo 6 la durata minima, si sceglie di curare per 7 giorni. Il cassero viene rimosso invece dopo 1 giorno. L'umidità relativa media annuale a Madrid è pari al 57 %.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08 Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Torre de Cristal
Fecha: 15/02/2018
Hora: 10:01:27

Curado del hormigón

1 Datos

Condiciones ambientales Tipo B:

Expuesta al sol con intensidad media

Velocidad de viento media

Humedad relativa entre el 50 y el 80%

Relación agua/cemento = menor que 0.50

Clase de cemento : 52,5 R; 52,5; 42.5 R

Tipo de cemento : Especial

Clase de exposición : II Normal

Temperatura media [°C] = 15

2 Resultados

Velocidad de desarrollo de la resistencia : Muy Rápida

D1 = 4

Parámetro básico de curado D0 = 2

Coefficiente de ponderación ambiental K = 1.00

Coefficiente de ponderación térmica L = 1.00

Duración mínima del curado [días] = 6

4.5.4 Axial shortening

Dalla somma dei tre effetti si ottengono quindi gli accorciamenti differenziali che andiamo a visualizzare al tempo di fine costruzione della colonna e a tempo infinito.

Nei prossimi grafici, osserviamo i singoli contributi dati al total axial shortening da parte dell'effetto elastico, creep e shrinkage capendo chi gioca il ruolo principale nei due elementi verticali.

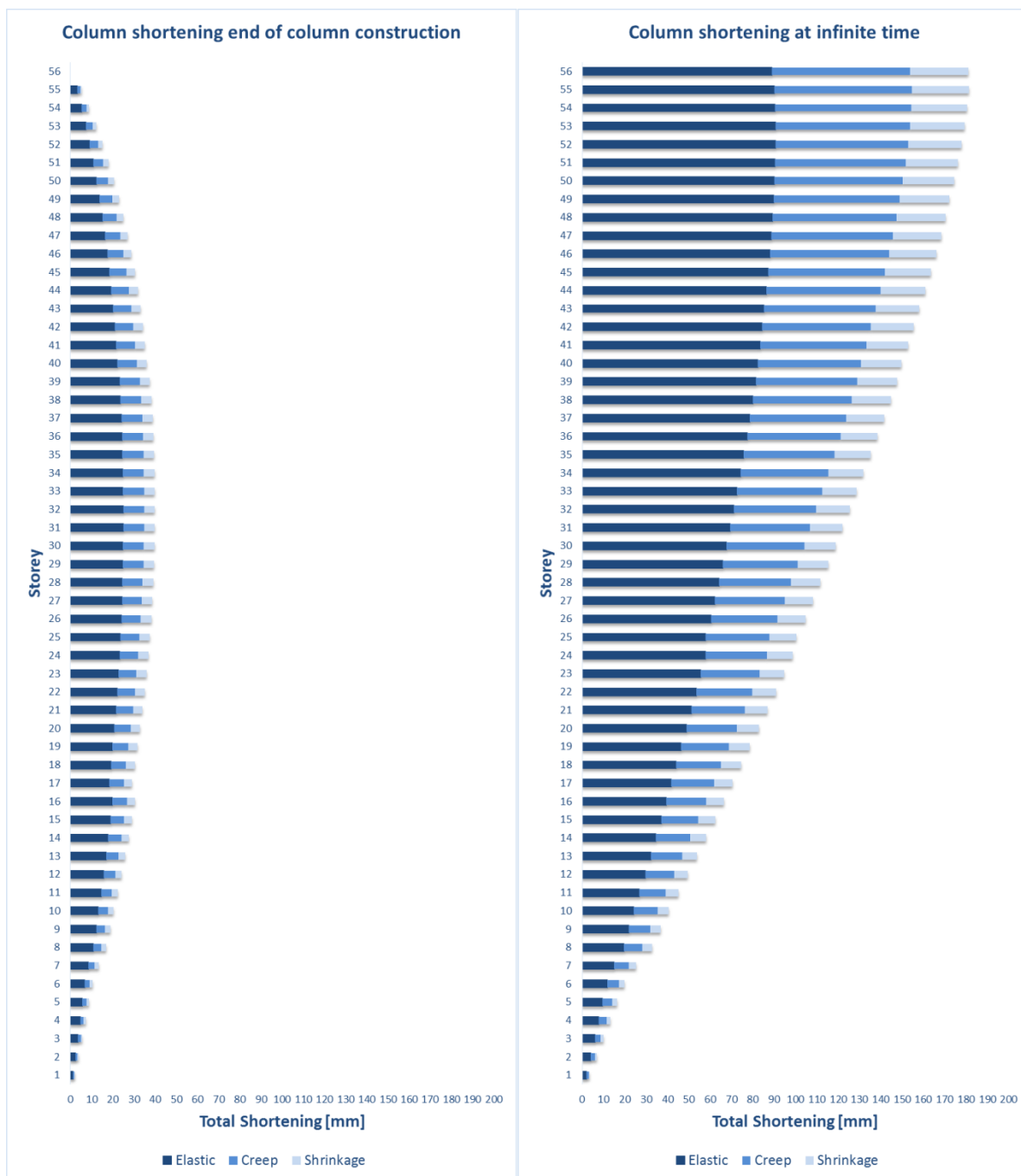


Fig. 72 Axial shortening totale per la colonna nei diversi tempi

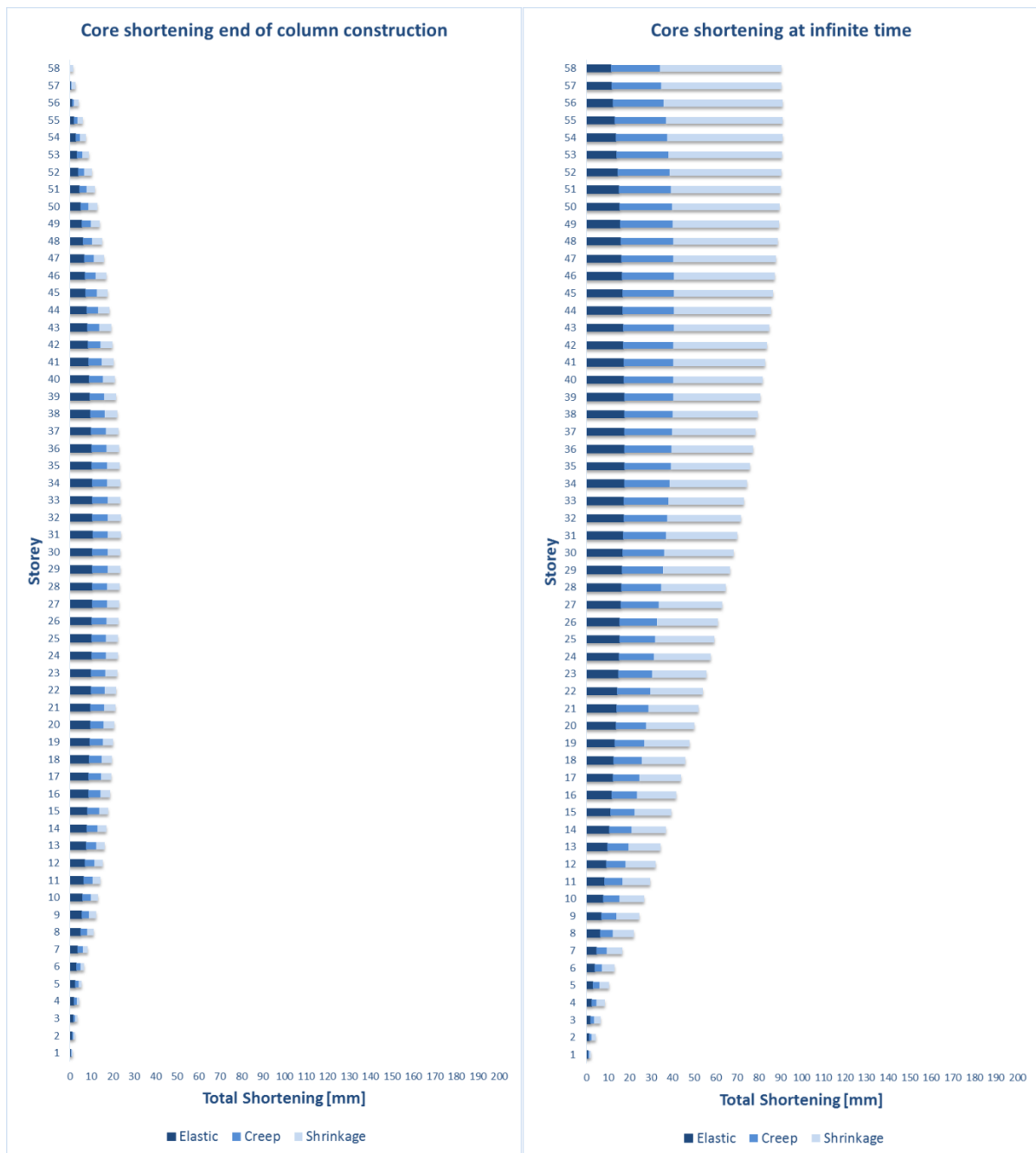


Fig. 73 Axial shortening totale per il nucleo nei diversi tempi

Si osservano valori nettamente maggiori per la colonna per via dello stato tensionale più importante.

Inoltre, se nel caso della colonna il massimo si sposta sempre più verso il top per via dei grandi stress a cui è sottoposta nel periodo post-costruzione colonna, nel caso del nucleo gioca una grande influenza anche il ritiro che si sviluppa maggiormente nella seconda fase, ossia verso infinito.

4.6 Effetti dovuti al carico variabile e al peso proprio del nucleo

Gli effetti dovuti al peso proprio del nucleo e al carico di servizio derivante dalla destinazione d'uso dell'opera potrebbe essere preso in conto nel caso in cui presentino valori non trascurabili.

Per quanto concerne il peso proprio del nucleo, nel frattempo che la colonna arrivi alla quota prevista per l'analisi del livello considerato per permettere l'applicazione del solaio, il core può cedere per peso proprio. È doveroso effettuare questo studio ed assicurarsi di tal valore, dal momento che il muro riveste circa il 50 % del carico trasmesso alla fondazione nell'analisi della distribuzione dei carichi circa il muro stesso (lo si vedrà nel capitolo 6).

In ogni caso, invece, gli effetti all'accorciamento per peso proprio sia del nucleo sia della colonna sono stati tenuti in conto nell'analisi.

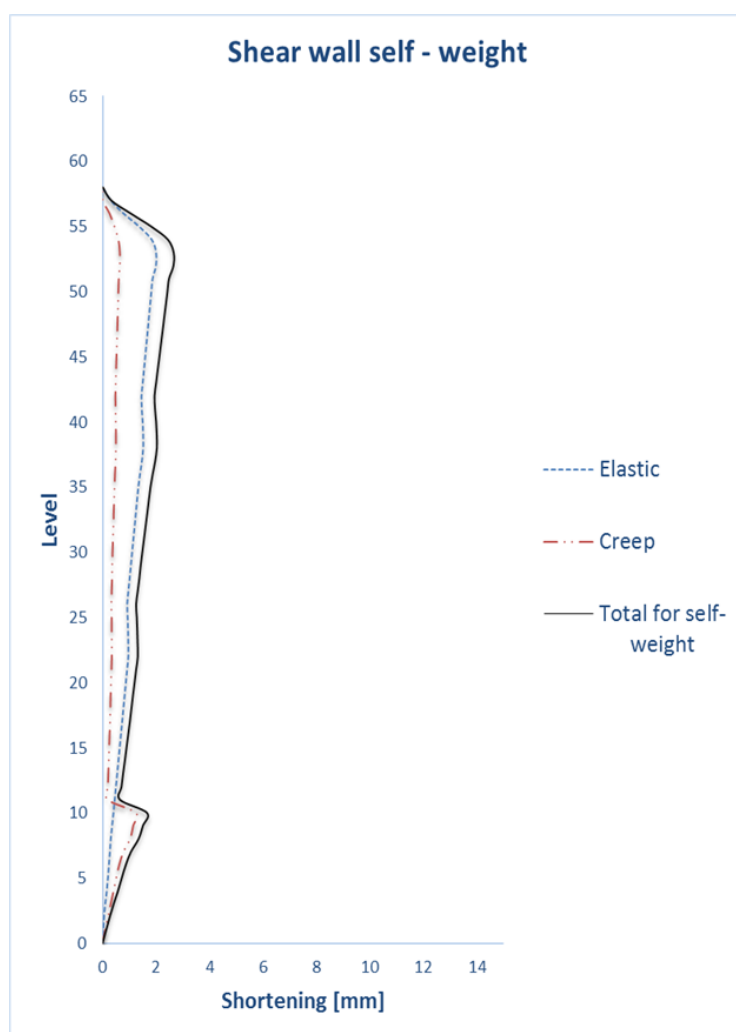


Fig. 74 Shortening nel core dovuto al peso proprio

È chiaro che il peso proprio influisce sul creep e sull'elastico. Ci sarebbe anche il contributo dovuto al ritiro; tuttavia, sapendo che la quota parte di ritiro che si sviluppa nei primi giorni è l'autogena e ricordando il suo ordine di grandezza inferiore rispetto al drying, si è deciso di trascurarlo. Dati i valori bassi, si trascura tale effetto nell'analisi per il presetting.

Per quanto riguarda invece l'effetto dovuto ai variabili introdotti nella vita di servizio dell'opera nel periodo post costruzione si è tenuto in conto che questo eserciti una influenza solo nei confronti dell'accorciamento elastico. Difatti, la sua presenza non è certa e non sarebbe preciso considerarlo per l'effetto di creep. [31] Altri, invece, considerano l'effetto a lungo termine dato dal 20 % del valore caratteristico.

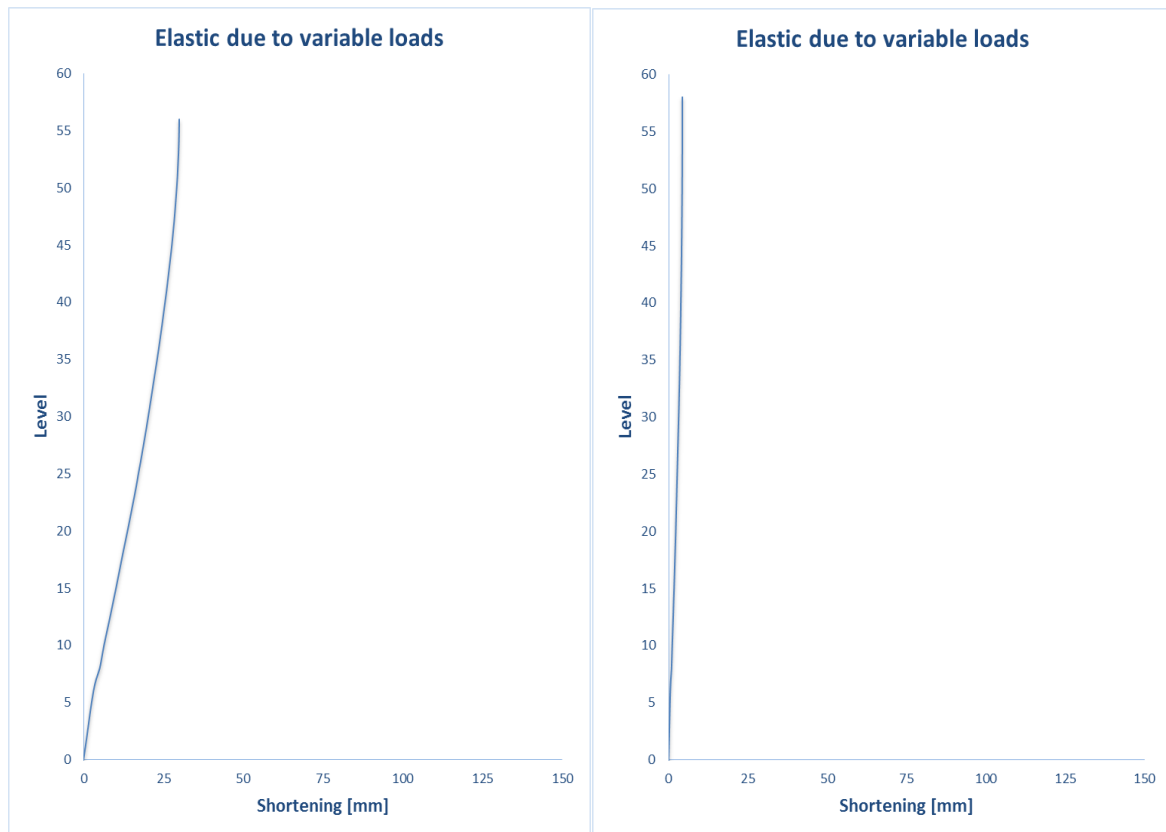


Fig. 75 Shortening dovuto al variabile

Si nota come l'effetto non sia importante. Nell'analisi ai DAS esso non verrà preso in considerazione. In casi generali si potrebbe pensare di compensarne una quota parte, circa la metà. Però dato il valore non alto e la sua incerta totale presenza nella vita della struttura si può pensare in tal caso di trascurarlo.

4.7 Trasferimento degli sforzi per creep e shrinkage

Dopo aver effettuato le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di servizio 'a priori', è doveroso in questi casi andare a verificare 'a posteriori' i valori degli stress nel calcestruzzo e nell'acciaio.

Difatti, vi è la tendenza per gli stress di essere trasferiti gradualmente all'acciaio durante il percorso di carico con una contemporanea diminuzione nel cemento.

Nel dettaglio, gli effetti dovuti a creep e shrinkage sono capaci di indurre forze di trazione nel calcestruzzo e forze di compressione nell'acciaio. Da qui provengono perciò le seguenti due verifiche:

- 1) Verifica a trazione nel cls:

$$\sigma_t < \frac{f_{ctm}}{1.2} \quad \text{con} \quad f_{ctm} = 0.3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (46)$$

- 2) Verifica a compressione nell'acciaio

$$\sigma_c < 0.8 f_{yk} \quad (47)$$

L'acciaio utilizzato nella Torre de Cristal è il B500S per l'armatura ordinaria mentre un acciaio HD di qualità S460JR per il profilo metallico.

Seguendo le considerazioni di equilibrio fatte nel paragrafo 3.2. è possibile ricavare gli sforzi nell'acciaio e nel calcestruzzo indotti dagli effetti reologici.

Nelle colonne con basse percentuali di rinforzo lo stress nell'acciaio può aumentare fino allo snervamento e lo si nota anche dalla formula (37). [3,9,34] Mentre in colonne altamente rinforzate, dopo che l'intero carico è stato trasferito all'acciaio, ulteriore ritiro può generare stress di trazione e indurre in crack il cls. In tutto questo, nonostante la ridistribuzione delle forze, la capacità ultima dell'elemento rimane invariata.

Si riportano di seguito le verifiche per la colonna, considerata elemento a rischio.

Si può notare come il calcestruzzo sia in trazione solamente in alcune sezioni, ma che non inficiano sulla durabilità della colonna stessa rispettando il limite di norma.

D'altra parte per l'acciaio, che ha un comportamento elasto-plastico analogo in trazione e compressione, è molto più semplice verificare le prescrizioni data la sua elevata resistenza allo snervamento.

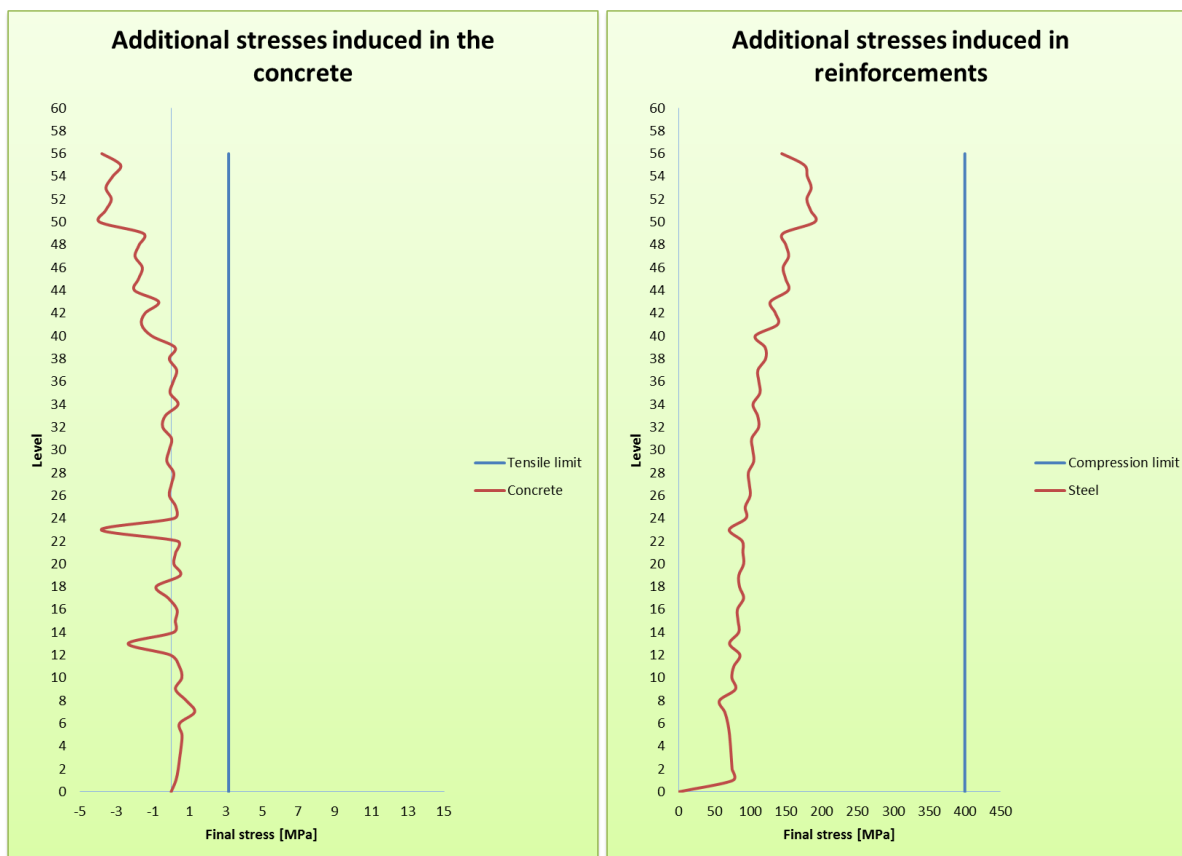


Fig. 76 Verifiche post creep e shrinkage a trazione e a compressione

4.8 Differential shortening e Presetting

Dallo studio dei singoli axial shortenings per colonna e nucleo si vanno a determinare i DAS floor by floor. Successivamente sarà necessario procedere con una compensazione al fine di evitare problemi di servizio durante la vita utile della struttura.

Si riportano di seguito le curve totali di core e pilastro al tempo di fine costruzione della colonna e a tempo infinito, dalle quali differenze si ricava il DAS.

È utile conoscere il DAS al tempo finale della colonna per comprendere il sopralzo da servire alla colonna nella procedura di presetting, in base all'accorciamento differenziale che può ancora verificarsi.

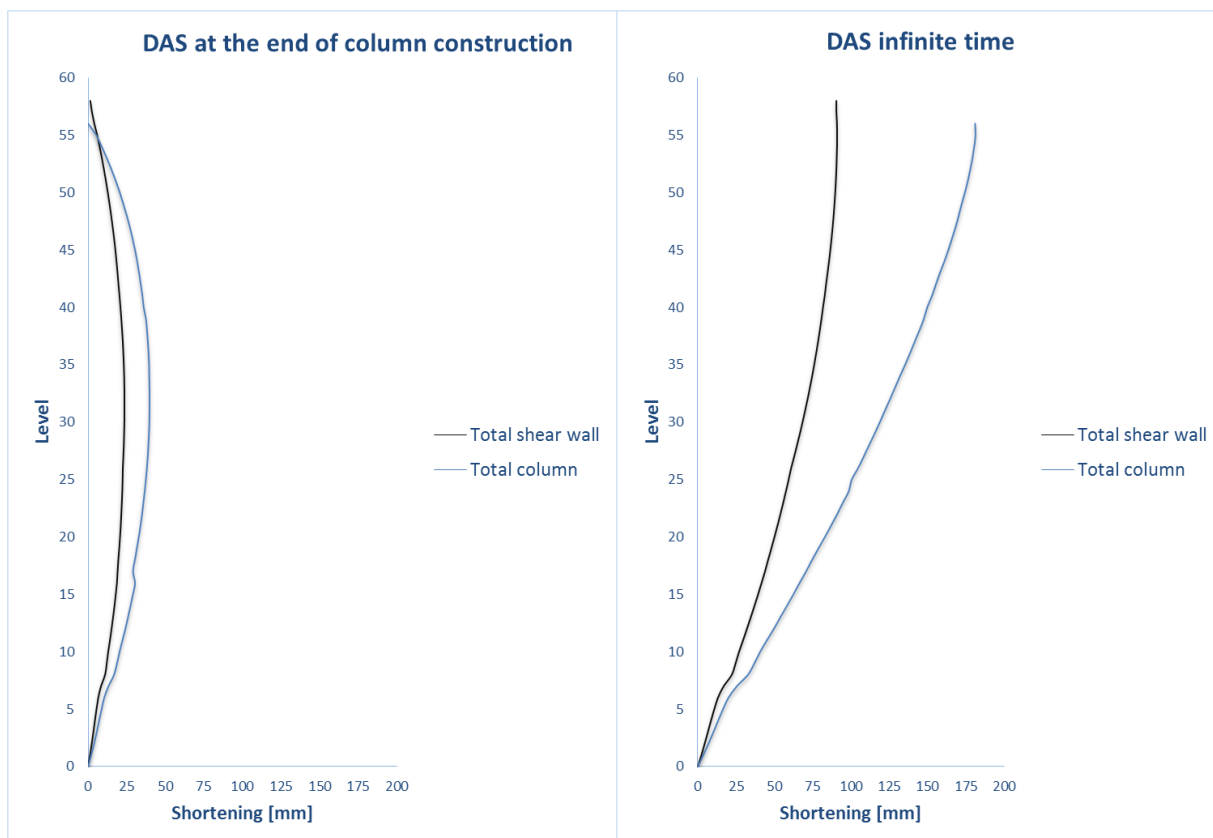


Fig. 77 DAS a fine costruzione della colonna e a tempo infinito

Come si può osservare, il DAS aumenta in questa sequenza temporale passando dal giorno 420 di costruzione (tempo di fine costruzione colonna nella scala assoluta, 392 nella sua scala relativa) al tempo infinito. Ciò è dovuto al fatto che aggiungendo sempre più carico la colonna tende ad accorciarsi sempre più rispetto al nucleo.

Tuttavia, il trend tenderà a modificarsi per via delle particolari caratteristiche strutturali dei due elementi verticali come si nota nelle prossime rappresentazioni.

Si riportano quindi dapprima le evoluzioni nel tempo degli accorciamenti dei due elementi portanti:

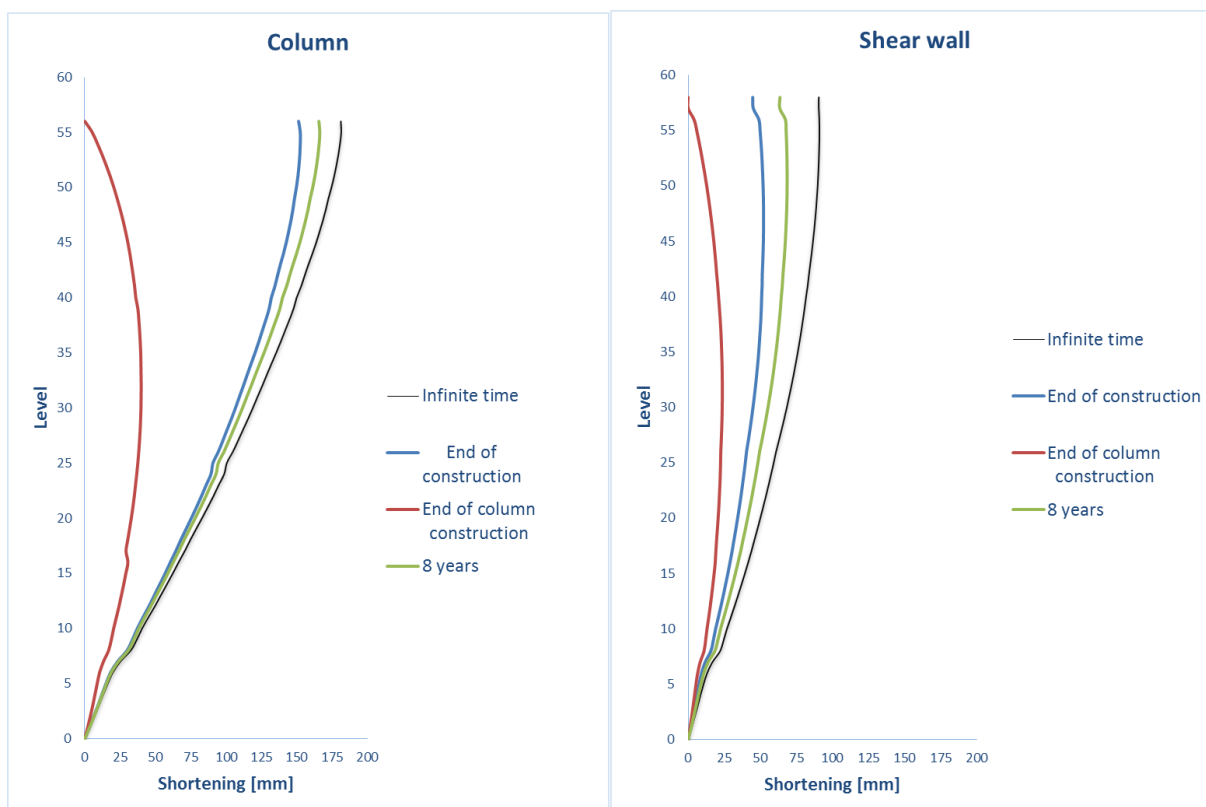


Fig. 78 Evoluzione nel tempo dell'axial shortening nei due elementi verticali

La colonna subisce un forte incremento di accorciamento passando dal suo tempo di fine costruzione al tempo finale dell'intera struttura (giorno 1063). Il tutto è dovuto al grande incremento di carico che si ha con l'installazione degli ulteriori permanenti e della struttura di Coronación.

Tuttavia, successivamente al giorno 1063 le evoluzioni per nucleo e colonna si differenziano nettamente. Si nota difatti un progresso nel tempo molto più lento per la colonna, molto più accelerato invece per il nucleo che può ancora sviluppare molte risorse di shrinkage. Nel dettaglio, si riportano i seguenti valori:

- Shortening colonna a 1063 giorni = 152.49 mm
- Shortening colonna a 8 anni = 166.31 mm
- Shortening colonna a tempo infinito = 181.33 mm
- Shortening nucleo a 1063 giorni = 48.99 mm
- Shortening nucleo a 8 anni = 67.33 mm
- Shortening nucleo a tempo infinito = 90.98 mm

Gli incrementi nei due range temporali per la colonna sono rispettivamente pari a 13.12 mm e 15.02 mm. D'altra parte per il nucleo sono di 18.34 mm e 23.65 mm. Questa diversa evoluzione nel tempo si ripercuote sul DAS che in queste fasce di tempo tenderà a diminuire leggermente anziché aumentare. Lo si riporta di seguito:

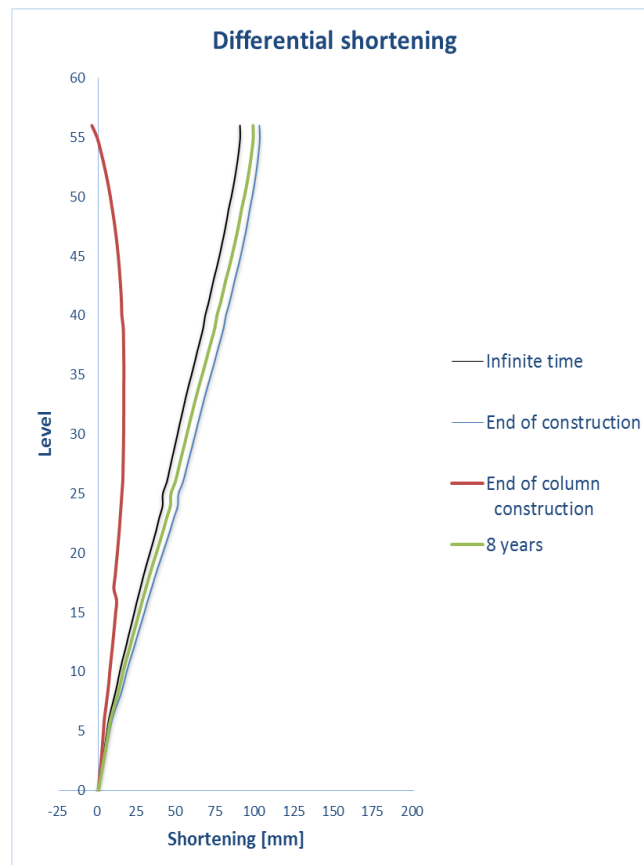


Fig. 79 Evoluzione nel tempo del DAS

Si osservano i seguenti massimi:

- Fine costruzione colonna → 16.28 mm al livello 35
- Fine costruzione totale → 102.62 mm al livello 55
- 8 anni → 98.44 mm al livello 55
- Tempo infinito → 90.24 mm al livello 55

Vi è un DAS che tende a spostarsi quasi al top per via dell'importante apporto di carico passando da una fase all'altra. La ragione, invece, della decrescita del DAS si nasconde nelle differenze di armatura e nel diverso progresso di shrinkage nel tempo dei due elementi.

Difatti, generalmente, il ritiro è più netto nella mega colonna piuttosto che nel core in condizioni di somiglianza strutturale. In questo caso invece vi è una forte differenza di acciaio, addirittura la colonna presenta una percentuale di A_s al bottom quasi pari al 20 % al contrario del nucleo che è sotto il 0.5 %. Si ricorda che è la sola armatura longitudinale ad influire nella diminuzione di accorciamento. In queste condizioni, al bottom l'armatura limita circa il 50 % degli effetti reologici del pilastro, mentre il core è limitato a circa il 7 %, in altri termini può sviluppare più del 90 %.

Non solo, bisogna osservare anche il progresso nel tempo del ritiro, il quale è influenzato in modo netto dal diverso spessore fittizio:

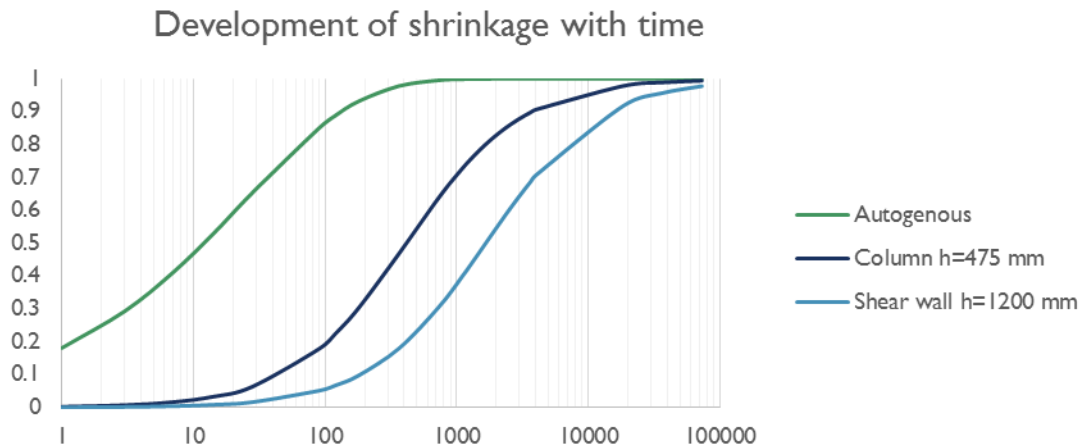


Fig. 80 Progresso del ritiro nel tempo per i due elementi verticali

In base allo spessore fittizio, cambia lo sviluppo di drying shrinkage. La colonna al tempo di fine costruzione totale (1063 giorni) ha sviluppato già il 72 % di ritiro per essiccamento, mentre il core solo il 39 %. Ciò significa che nel restante tempo ad infinito il pilastro potrà svilupparne ancora il 28 %, mentre il nucleo il 61 % di una intera quantità che è anche superiore rispetto a quella della mega colonna per via degli effetti giocati dall'acciaio.

Accettando pertanto un massimo DAS di 25 mm si è deciso di procedere con un presetting a tempo infinito.

La tecnica di presetting proposta e adottata si basa sul fornire dei sopralzi al top di ogni segmento di colonna. Il segmento di colonna preso in considerazione in tal caso ha sempre un'altezza di 5 livelli, ad eccezione dell'ultimo pari a 6 livelli. È una tecnica semplice da seguire in cantiere se confrontata con altre tipologie in cui si fornisce il raising ad ogni piano della colonna.

Si propone la seguente formulazione:

$$RAISING_N = DAS_N - DAS_{N-n_g} \quad (48)$$

Verificando che:

$$\sum RAISING \sim \max DAS \quad (49)$$

Dove con N si sta indicando il livello scelto in cui viene dato il sopralzo, con n_g il numero di livelli contenuti nel gruppo considerato, con $N-n_g$ il livello precedente in cui si è dato il raising.

Si riporta dunque il presetting effettuato per la struttura. Per di più, avendo accettato un massimo DAS in servizio di 25 mm, si riportano i nuovi andamenti dell'accorciamento differenziale. Si nota come sia a fine costruzione, sia al target time di 8 anni ci si ritrova al di sotto di questa soglia progettuale.

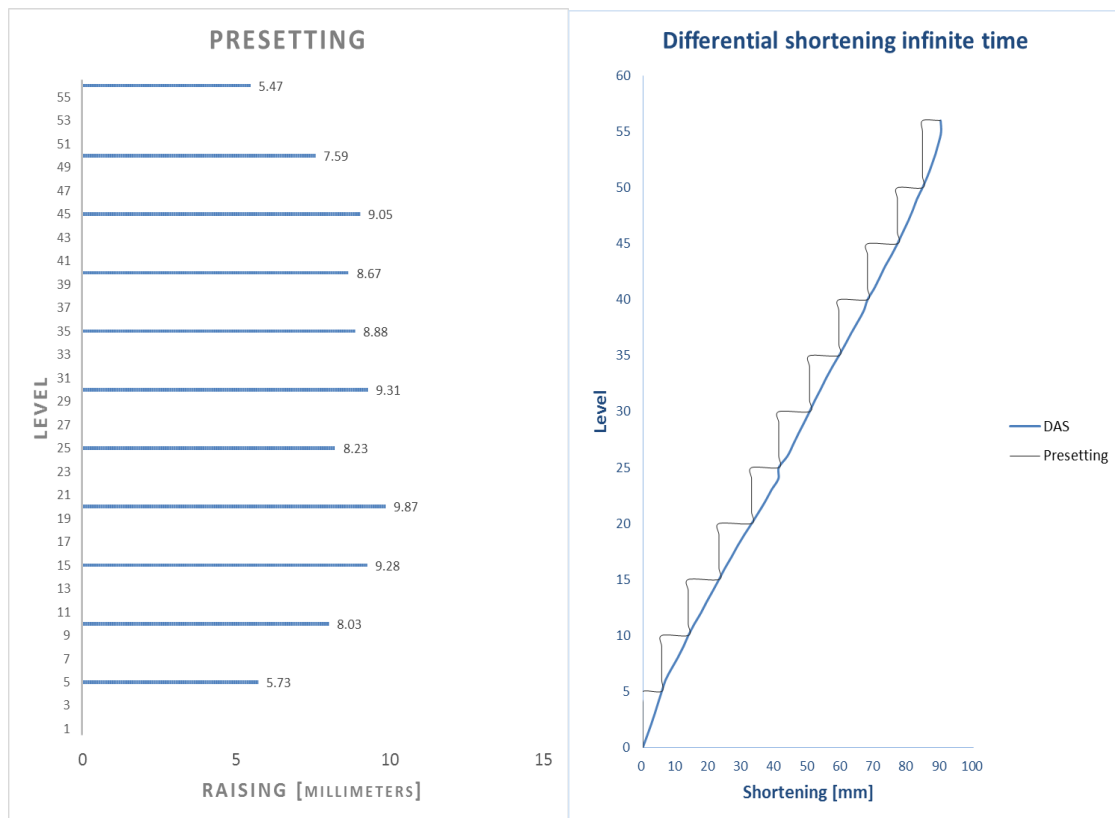


Fig. 81 Presetting

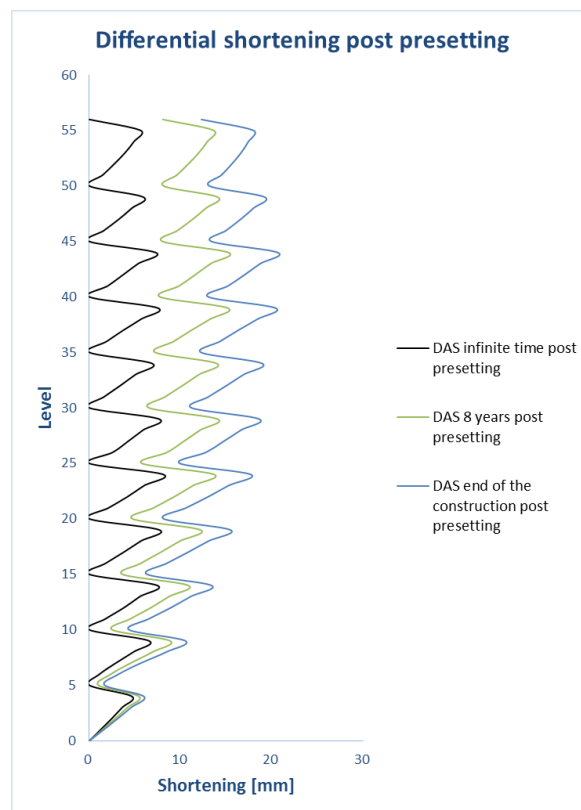


Fig. 82 DAS post presetting

- Si ricorda come nell'intera procedura sia stato scelto un presetting dei soli movimenti 'after slab casting', avendo scelto di riportare in quota ogni volta durante la costruzione la colonna per i movimenti 'before slab casting' e di adottare delle piastrine eventualmente per gli accorciamenti elastici del profilo al momento del getto del pilastro. Per completezza dunque si riporta anche il DAS ottenuto considerando tutti gli accorciamenti che avvengono prima e dopo del getto di piano e tenendo in conto anche dell'accorciamento elastico della sezione metallica 'before embedment', ossia prima dell'inserimento nel getto di cls.

In queste situazioni il massimo si presenta sempre al top. Nella seguente struttura è pari a 146.85 mm. Risolvendo con delle tecniche di compensazione basica durante la costruzione si abbassa di circa 50 mm il DAS e si ottiene nuovamente quello di Fig. 79.

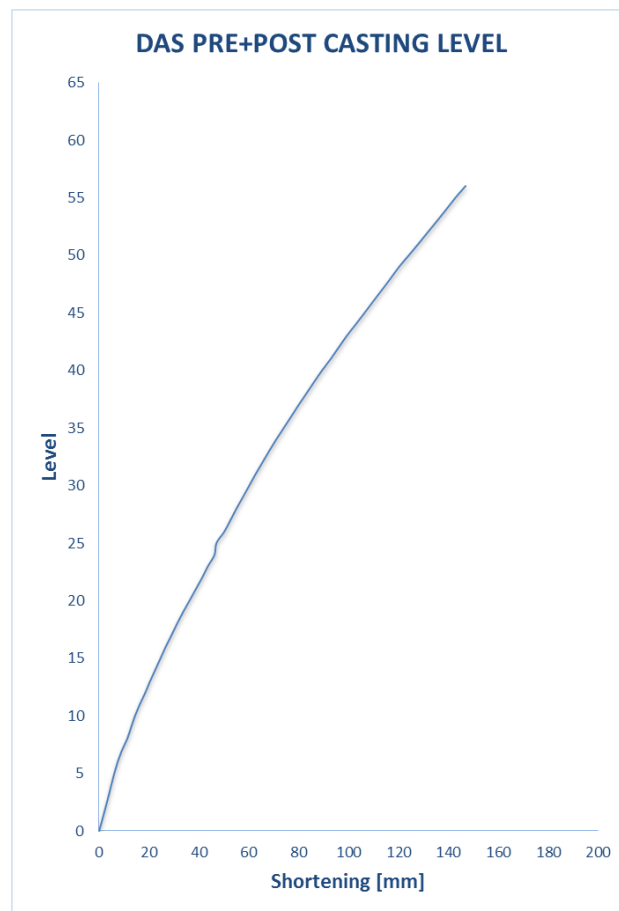


Fig. 83 DAS considerando i movimenti before e after slab casting

5. Utilizzo di diverse soluzioni progettuali per gli elementi strutturali

In questo capitolo si vanno a studiare altre due soluzioni strutturali. Spesso nella pratica è utile cercare di minimizzare il Differential Shortening, ma al tempo stesso occorre valutare la convenienza economica delle scelte strutturali.

Si va dapprima a prendere in considerazione l'utilizzo di un calcestruzzo ad altissima resistenza UHPC di 180 MPa nella mega colonna, successivamente si cerca di abbinare l'utilizzo di un UHPC nella colonna con un calcestruzzo leggero da 45 MPa nel nucleo. L'obiettivo è quello di ridurre il DAS.

5.1 Utilizzo di un UHPC nella colonna

In questo caso l'EC2 non risulta più valido essendo idoneo per cementi fino a 90 MPa. Si fa dunque riferimento alla Raccomandazione Francese [26] e alle formulazioni proposte dalla CI-PREMIER PTE LTD [29] per il modulo di Young.

In questa nuova struttura si usa una mega colonna in c.a. usando un calcestruzzo di 180 MPa e rimuovendo il profilo metallico HD. Rimane indisturbato invece il quantitativo di armatura ordinaria. Avendo rimosso dunque la sezione prefabbricata in acciaio non si potrà avere alcun tipo di problema durante la compensazione basica dei movimenti 'before slab casting', per cui si analizzano semplicemente quelli di tipo 'after'. Per quanto riguarda il nucleo, invece, la situazione rimane inalterata.

Nel caso di un UHPC il ritiro autogeno diventa preponderante rispetto al drying ed è addirittura di un ordine di grandezza maggiore, situazione inversa rispetto al caso di un ordinario.

In questa fase per quanto riguarda lo sviluppo di ritiro nel tempo si prende in considerazione la formulazione proposta dalla Raccomandazione Francese e sviluppata da Loukili:

$$\beta_a(t) = \exp\left(\frac{-2.5}{(t - 0.5)^{0.5}}\right) \equiv \left(\frac{-2.5}{(t_N - t_j - 0.5)^{0.5}}\right) \quad (50)$$

Si riporta quindi un grafico rappresentante l'andamento dell'autogeno usando la Raccomandazione Francese ed anche l'andamento se si utilizzasse errando l'EC2. Si nota come dopo circa tre mesi più del 75 % è già sviluppato. Essendo inoltre il drying molto piccolo e non influente nel risultato, ci si aspetta un ritiro della colonna sviluppato quasi

interamente entro la fine della costruzione del pilastro. Il drying risulta quasi trascurabile nel caso di un UHPC a base di fumi di silice (silica fume).

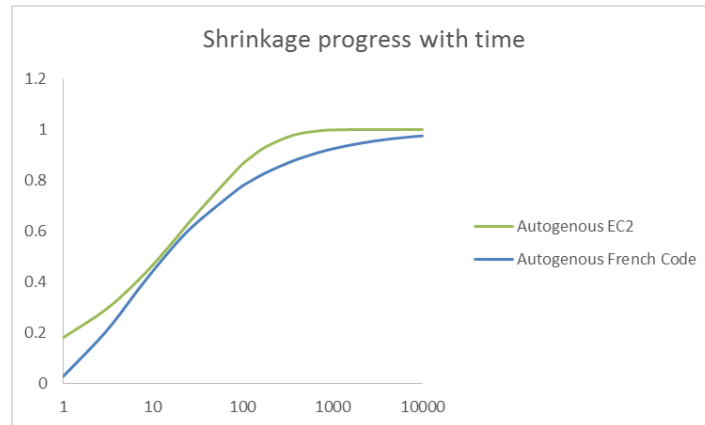


Fig. 84 Progresso del ritiro nel tempo nel caso di un UHPC

Analogamente, per quanto concerne il creep, il drying è trascurabile perché di ordine inferiore rispetto al basic creep nel caso di un UHPC a base di silica fume. Per le formulazioni si fa riferimento alle formulazioni proposte dal CERIB , le quali si rifanno all'Eurocode Concrete Bridges [30], presenti nella Raccomandazione Francese. Per lo sviluppo di creep nel tempo si adotta quindi la seguente formulazione:

$$\beta_t(t, t_0) = \exp\left(\frac{(t - t_0)^{0.5}}{(t - t_0)^{0.5} + \beta_{bc}}\right) \equiv \left(\frac{(t_N - t_j)^{0.5}}{(t_N - t_j)^{0.5} + \beta_{bc}}\right) \quad (51)$$

Dove:

$$\beta_{bc} = 0.37 \exp[2.8 f_{cm}(t_j)/f_{ck}] \quad (52)$$

Infine, dal momento che la Raccomandazione Francese fornisce solo relazioni che necessitano di test di laboratorio, è stata presa in considerazione la seguente relazione del SCI [29]:

$$E_{cm} = [16.364 \ln(f_{cm}) - 34.828] \cdot 10^3 \quad [Mpa] \quad (53)$$

Si visualizza sotto la differenza del risultato ottenuto con la (53) e il risultato che si otterrebbe utilizzando l'EC2. Come si può notare, il modulo sarebbe notevolmente sovrastimato:

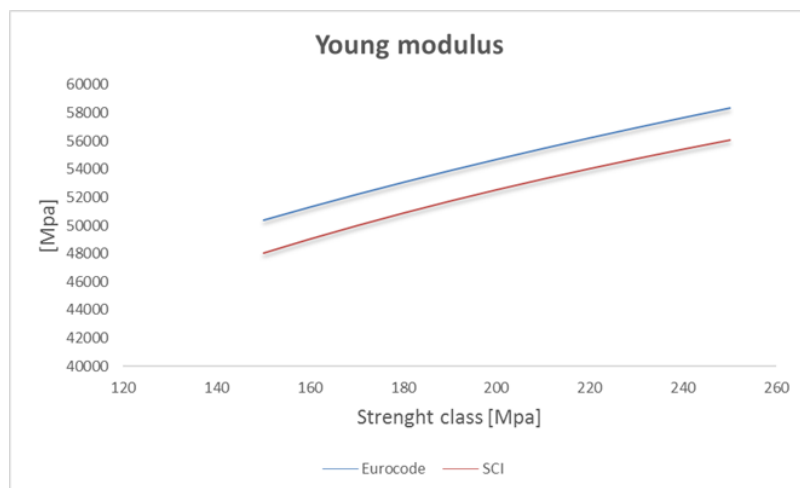


Fig. 85 Modulo di Young negli UHPC

5.1.1 Verifiche agli stati limite – UHPC

Anche in questo caso sono state condotte le verifiche agli stati limite. Chiaramente, per via della grande resistenza della colonna ci si aspetta un margine molto maggiore rispetto al caso precedente. Per il nucleo valgono le stesse verifiche del capitolo 4.

- Creep lineare e anti-cracking:

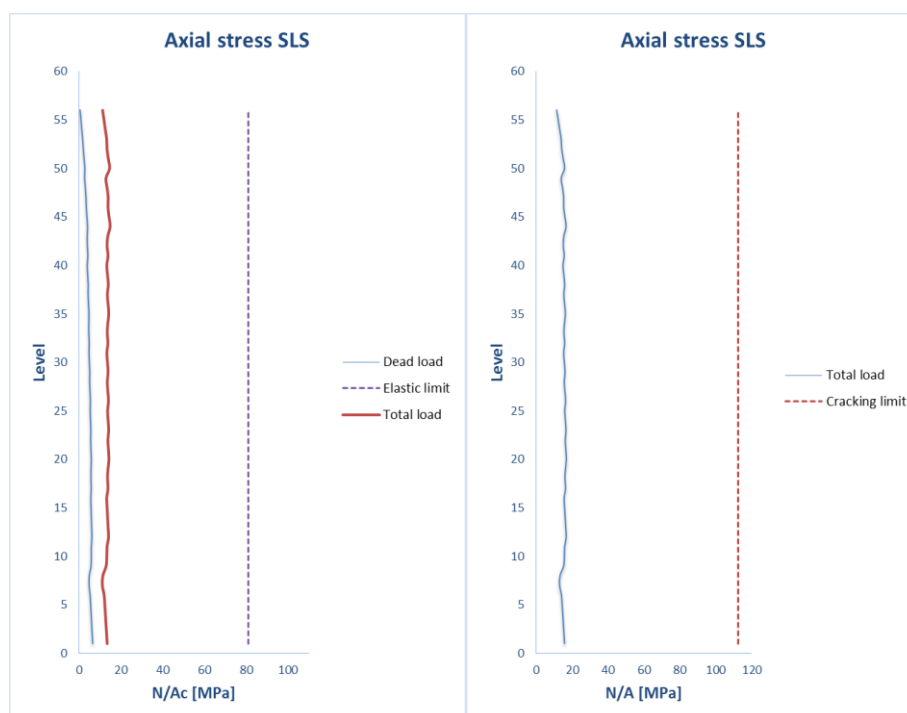


Fig. 86 Verifiche agli stati limite di esercizio – UHPC

- Verifica a compressione:

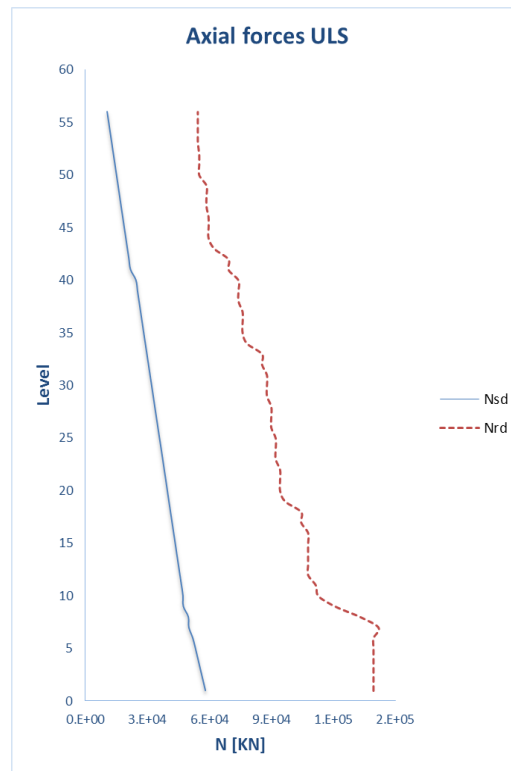


Fig. 87 Verifica allo stato limite ultimo – UHPC

5.1.2 Accorciamenti after slab casting – UHPC

Si riportano in tale paragrafo gli accorciamenti verticali dovuti all'effetto elastico, di creep e ritiro nel caso della colonna in UHPC. Vengono presi in considerazione i due seguenti intervalli che portano al grafico a tempo infinito:

- Inizio costruzione – fine costruzione colonna
- Fine costruzione colonna – tempo infinito

Nel complesso ci si aspettano dei valori di axial shortening finali simili a quelli del caso di colonna composita, avendo ora rimosso il profilo.

- Elastic shortening

I valori e gli andamenti che si osservano sono pressoché gli stessi ottenuti nel caso precedente.

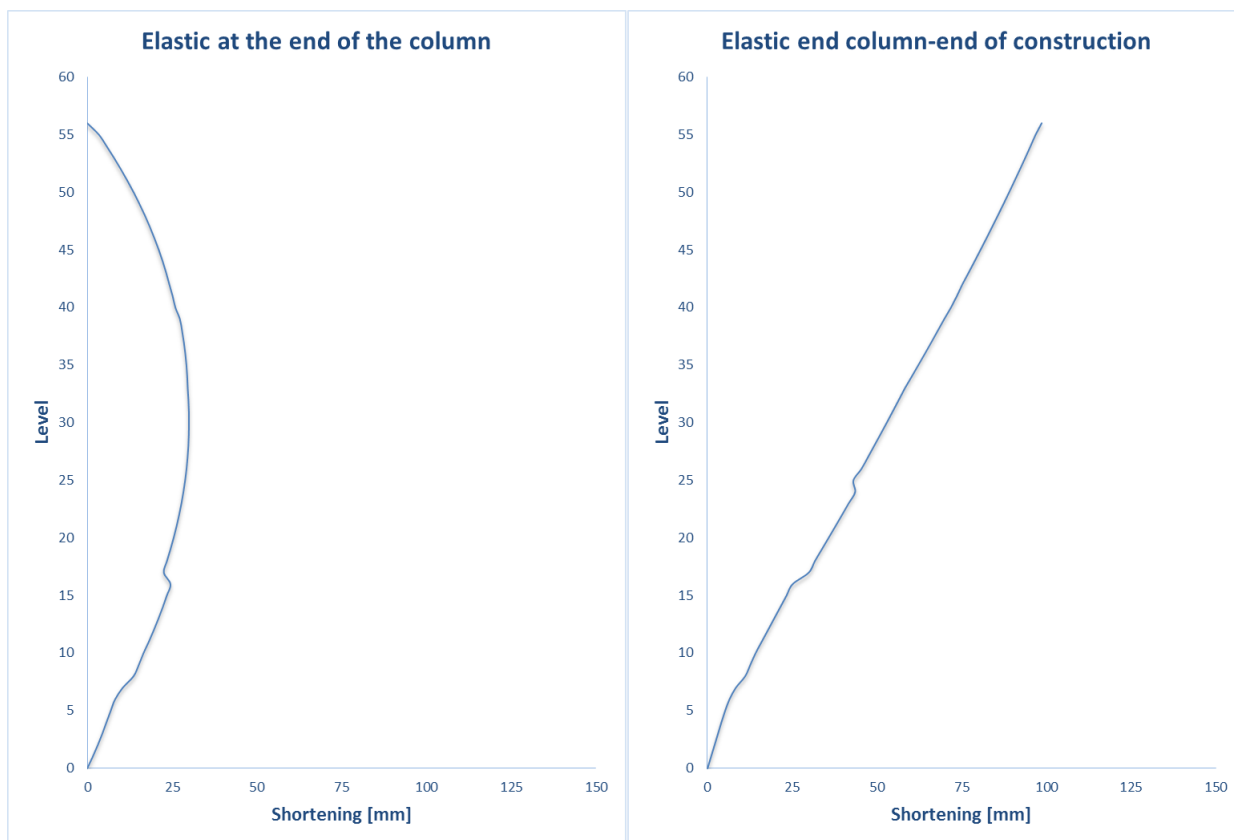


Fig. 88 Accorciamento elastico nelle due diverse sequenze temporali – UHPC

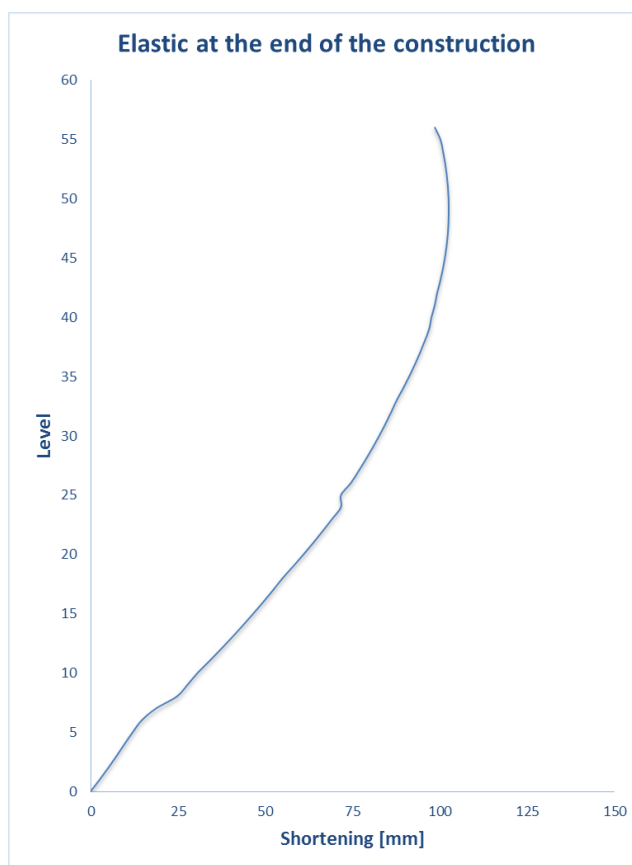


Fig. 89 Accorciamento elastico totale – UHPC

- Creep shortening

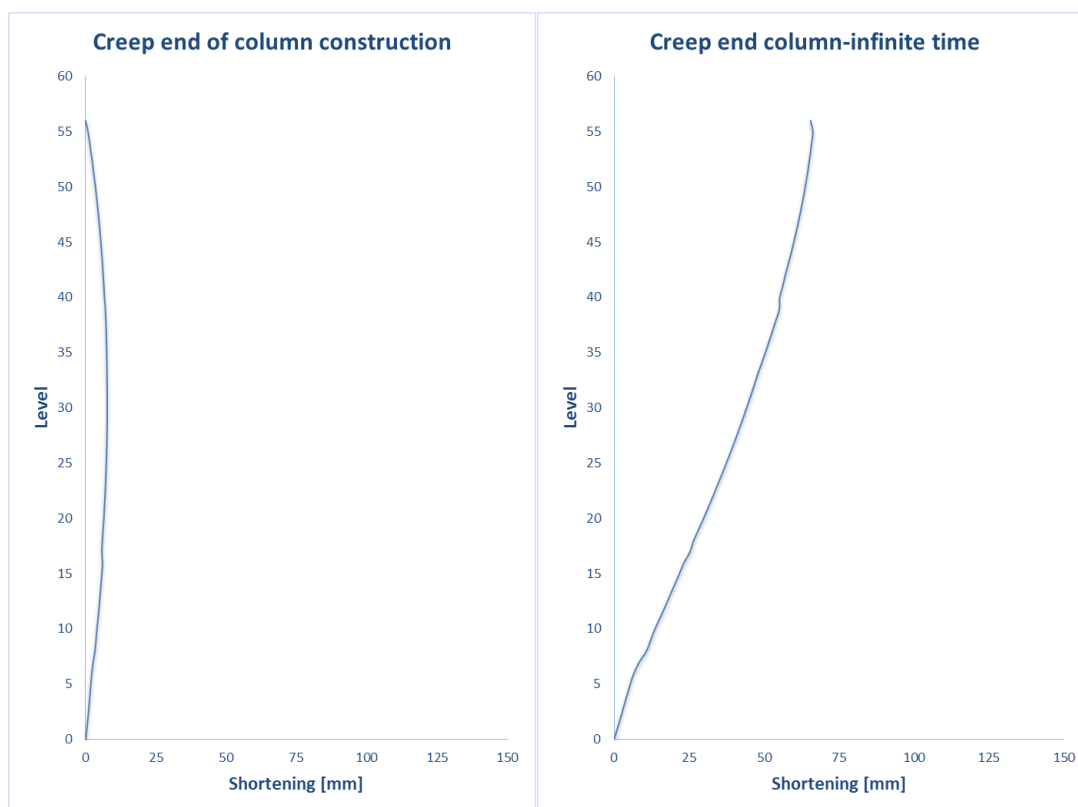


Fig. 90 Accorciamento per creep nelle due diverse sequenze temporali – UHPC

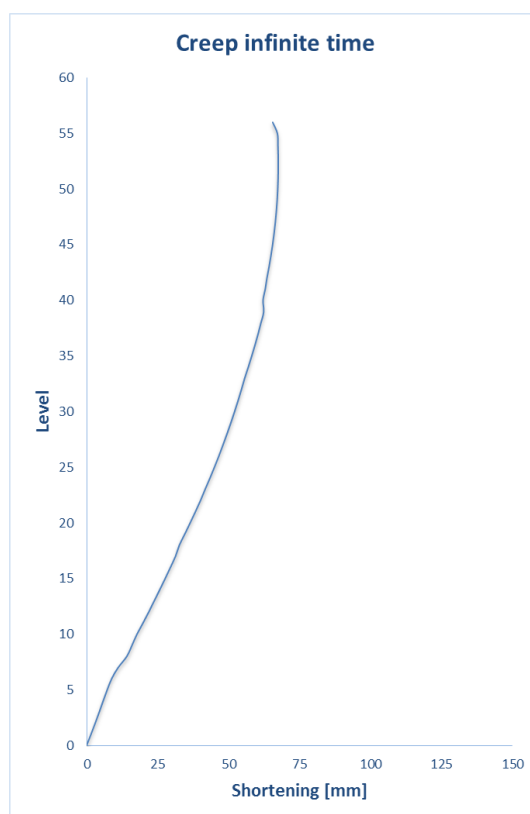


Fig. 91 Accorciamento a tempo infinito– UHPC

In questo caso, ad eccezione della prima sequenza temporale che si mantiene simile al caso precedente, il comportamento verso tempo infinito cambia radicalmente portando a valori minori di circa 10 mm. Si intuisce quindi come si riesca a vincolare maggiormente il creep facendo riferimento ad un calcestruzzo UHPC piuttosto che utilizzare un profilo metallico nella sezione di cls.

- Shrinkage shortening

È qui che si osserva il principale cambiamento. Nel caso precedente il ritiro era fortemente limitato (al 50 % in taluni casi) dal profilo HD. In questo caso l'uso dell' UHPC limiterà in misura maggiore il suo sviluppo, mantenendolo a valori decisamente minori, circa la metà. Si ricorda che il principale contributo in tal caso è fornito dall'autogeno, ed essendo questo sviluppato nei primi mesi, ci si aspetta un ritiro almeno per metà altezza della struttura in gran parte sviluppato entro la fine della costruzione della colonna. Al top invece potrà invece svilupparsi tutto verso tempo infinito non avendo infatti possibilità di manifestarsi a tempo nullo.

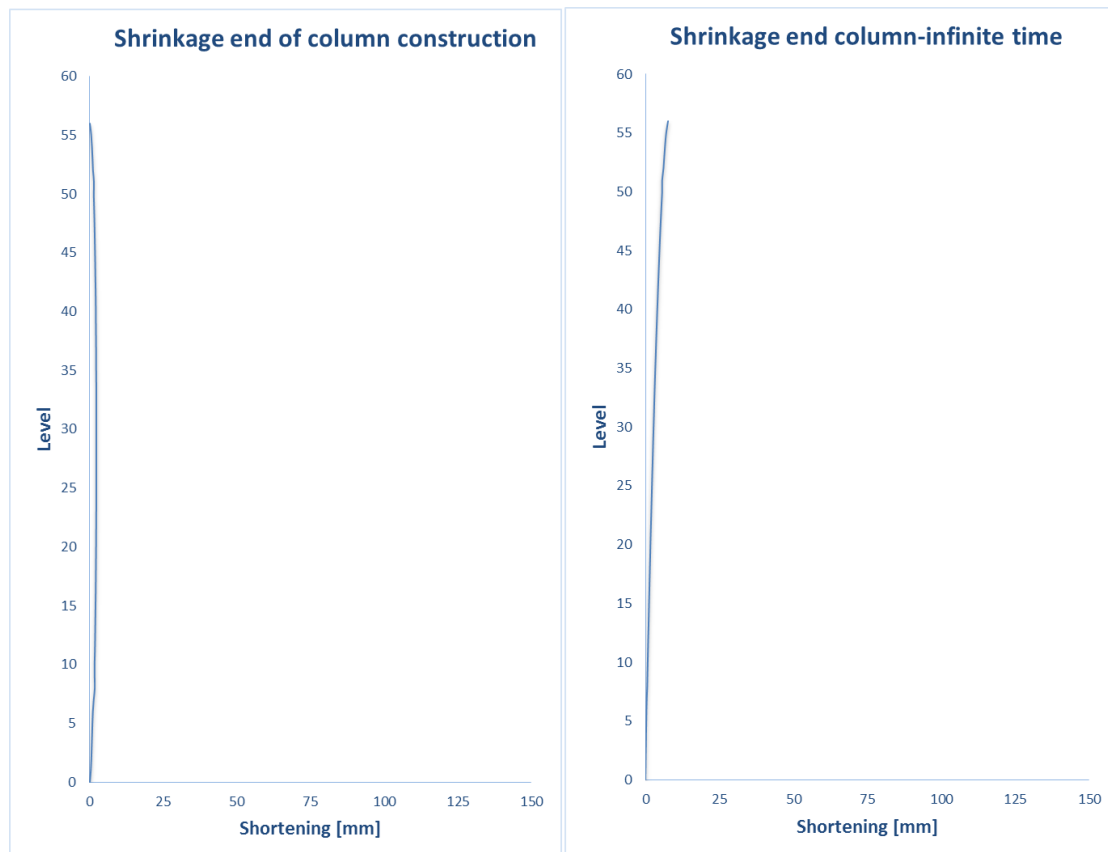


Fig. 92 Accorciamento per shrinkage nelle due diverse sequenze temporali – UHPC

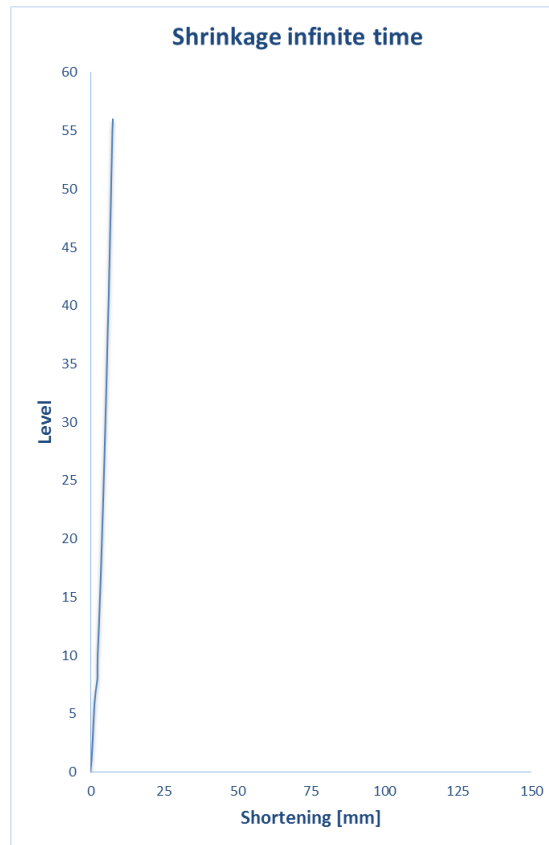


Fig. 93 Accorciamento per shrinkage a tempo infinito – UHPC

- Axial shortening

Dalla somma dei tre effetti si ottengono quindi gli accorciamenti differenziali che andiamo a visualizzare al tempo di fine costruzione della colonna e a tempo infinito.

Nei prossimi grafici, osserviamo i singoli contributi dati al total axial shortening da parte dell'effetto elastico, creep e shrinkage capendo chi gioca il ruolo principale nei due elementi verticali.

Quello che si può immediatamente vedere è il ruolo di secondo piano giocato dal ritiro rispetto al caso reale della Torre de Cristal. Elastico e creep invece si mantengono su valori di una decina di millimetri maggiori, quindi simili, ma con un trend leggermente più curvo che porta il massimo shortening ad un'altezza inferiore rispetto alla struttura precedente. Questo trend più 'curvo' porterà a dei DAS maggiori per l'intera altezza della struttura.

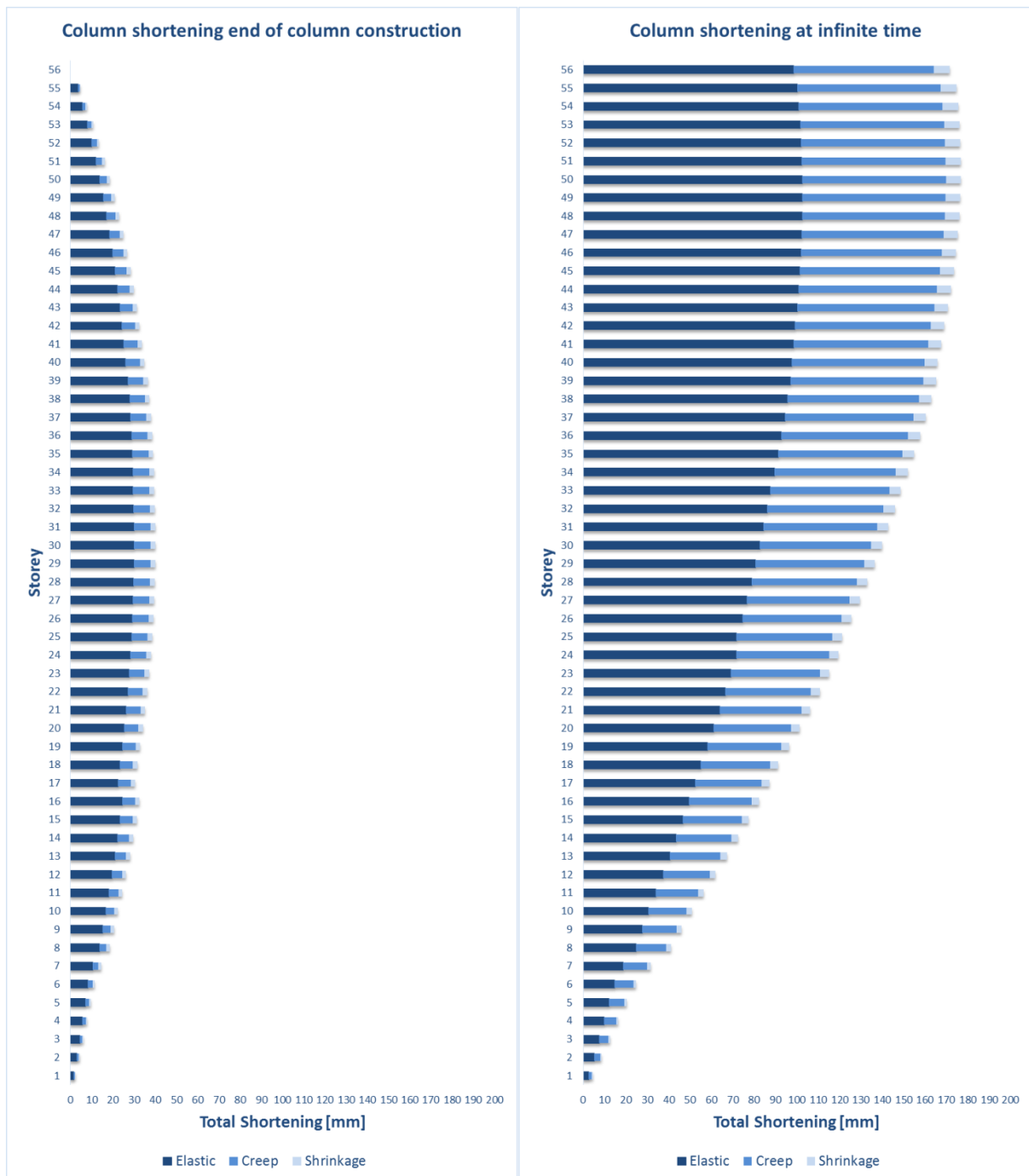


Fig. 94 Accorciamento totale per la colonna nei diversi tempi – UHPC

5.1.3 Trasferimento degli sforzi per creep e shrinkage – UHPC

Essendo decisamente minore la percentuale di armatura nella colonna ci si aspettano delle trazioni indotte nel cls molto minori rispetto al caso di colonna composita. Ne segue un

grande margine di sicurezza. Addirittura in tal caso il cls non va mai in trazione ma rimane sempre nel campo delle compressioni.

Viceversa, si osservano delle compressioni maggiori nelle barre ordinarie, tuttavia la verifica è ampiamente soddisfatta per le grandi risorse di resistenza che presenta l'acciaio.

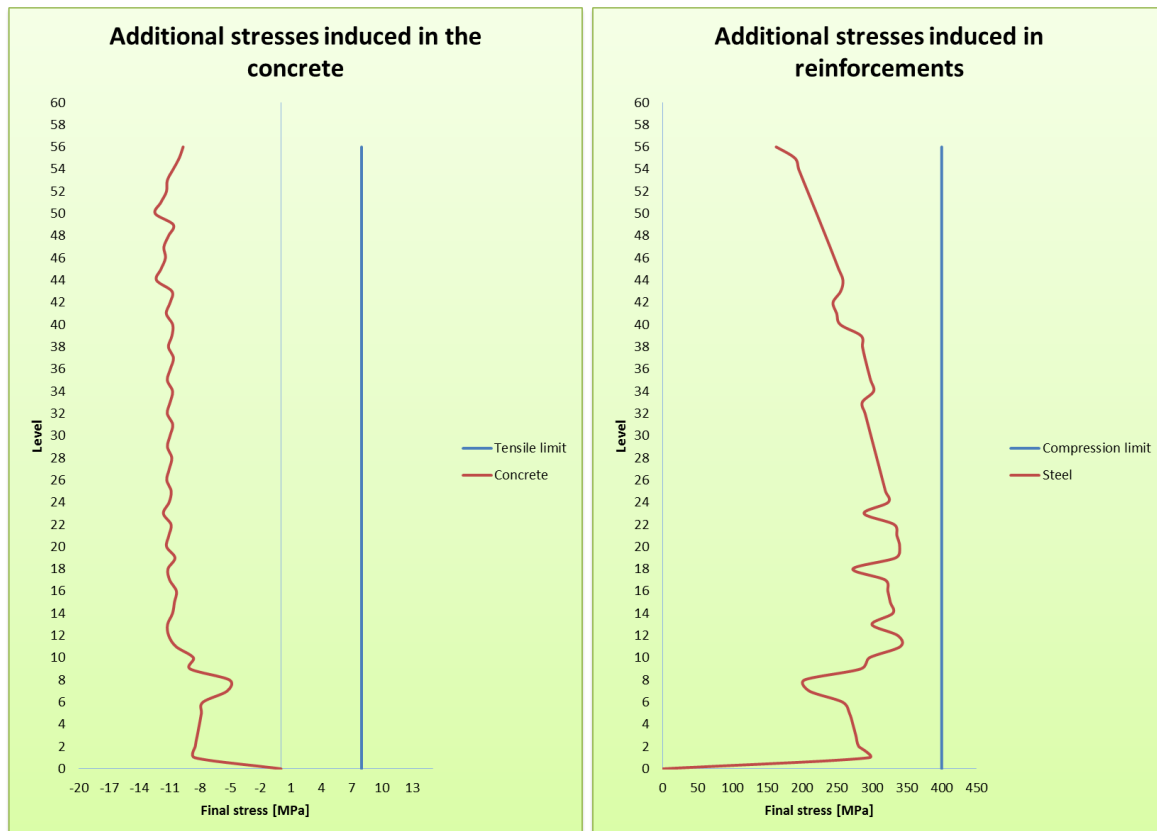


Fig. 95 Verifiche post creep e shrinkage a trazione e a compressione – UHPC

5.1.4 Differential shortening – UHPC

Dallo studio dei singoli axial shortening per colonna e nucleo si vanno a determinare i DAS floor by floor.

Si riportano di seguito le curve totali di core (rimasto inalterato) e pilastro al tempo di fine costruzione della colonna e a tempo infinito, dalle quali differenze si ricava il DAS.

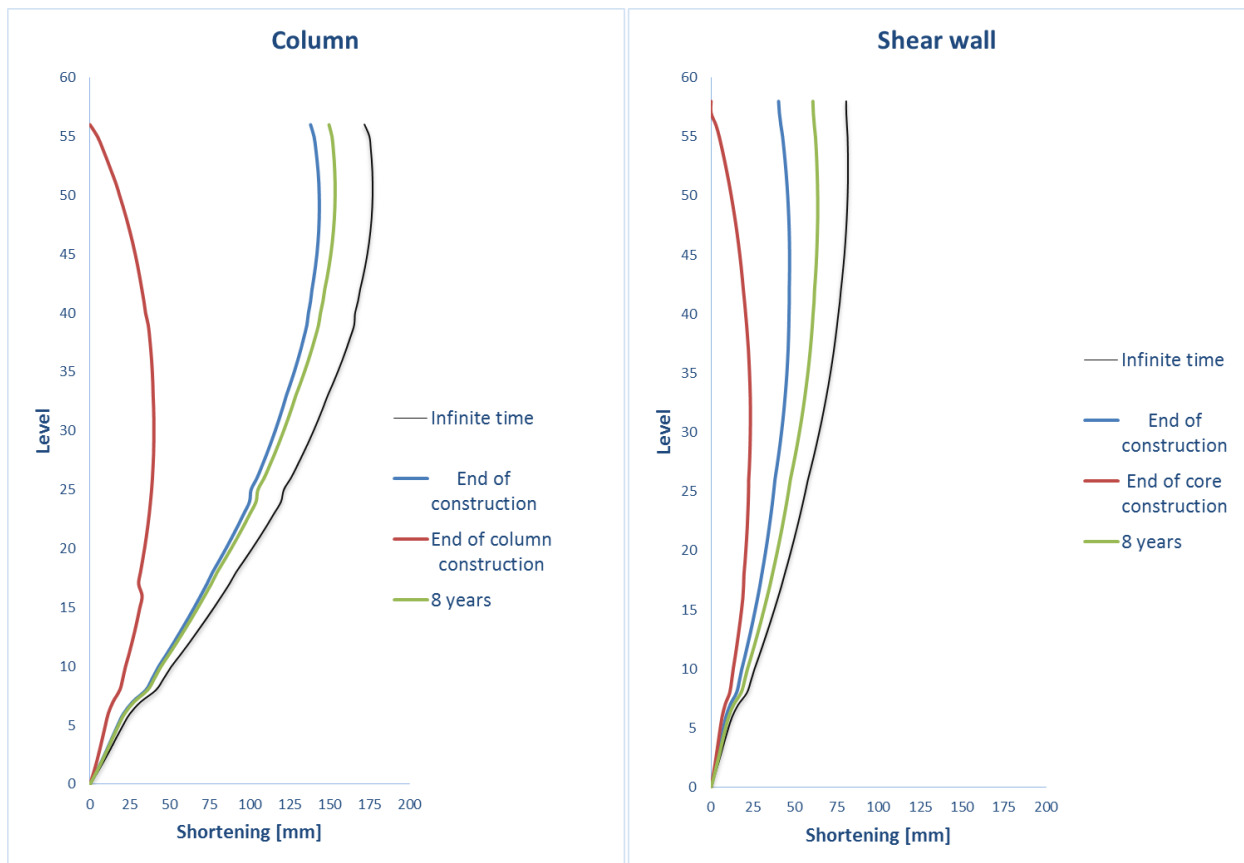


Fig. 96 Evoluzione nel tempo dell'axial shortening nei due elementi verticali – UHPC

A vista d'occhio si notano valori maggiori per la colonna e andamenti più gonfi rispetto alla situazione originale.

Dalle differenze si giunge al DAS floor by floor. Sebbene si sia rimosso il pesante profilo, responsabile in parte della diminuzione di DAS nel tempo post costruzione totale, il comportamento continua a manifestarsi per via del forte spessore fittizio del nucleo.

Addirittura, in questo nuovo caso si aggiunge un ulteriore dettaglio. Il DAS decresce passando dal tempo di fine struttura al target time di 8 anni, tuttavia poi riprende a crescere in maniera leggera sovrapponendosi in modo lieve per i $\frac{3}{4}$ dell'altezza totale al trend di fine costruzione.

Il comportamento è dovuto al materiale UHPC che tende in questa analisi a far gonfiare sempre più nel tempo il trend.

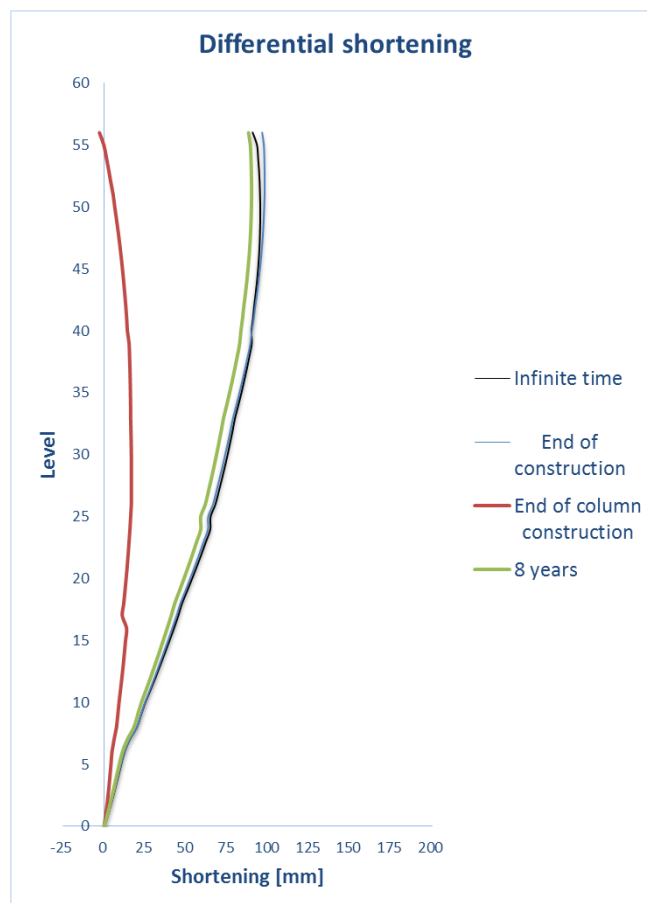


Fig. 97 Evoluzione nel tempo del DAS – UHPC

Si osservano i seguenti massimi:

- Fine costruzione colonna → 16.65 mm al livello 28
- Fine costruzione totale → 97.99 mm al livello 52
- 8 anni → 88.96 mm al livello 47
- Tempo infinito → 94.98 mm al livello 49

In confronto al caso reale, i massimi si sono leggermente spostati più in basso leggermente al di sopra dei $\frac{1}{4}$ dell'altezza.

5.2 Utilizzo di un UHPC nella colonna e di un LWAC nel nucleo

Si combina ora il caso di un UHPC nella colonna, come visto nel caso precedente, con un calcestruzzo leggero LWAC nel core. L'obiettivo è aumentare l'accorciamento assiale totale del nucleo in modo tale da far decrescere il differential shortening della struttura. Per via del LWAC si avrà un modulo di elasticità fortemente ridotto che farà crescere l'axial shortening.

In questo studio si utilizza un LWAC da 45 MPa (LC 45/50) e classe di densità 1.8. Il peso specifico passa da quello solito di 25 KN/m³ ad un valore di 19 KN/m³. Questo consentirà di ridurre il peso della struttura.

Per quanto concerne il codice normativo, l'Eurocode contempla questi casi.

Al fine di ottenere il nuovo modulo elastico si utilizza la seguente relazione.

$$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E \quad (54)$$

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad \text{con } \rho = 1950 \text{ Kg/m}^3 \quad (55)$$

Il modulo di Young a 28 giorni passa quindi dal valore precedente di 38283 MPa al valore attuale di 25657 MPa.

A proposito del creep, invece, si moltiplica il suo coefficiente per η_E , mentre le deformazioni finali vanno moltiplicate per $\eta_2 = 1$ nel caso di una classe resistente maggiore o uguale di LC 20/22.

D'altra parte per il ritiro, l'autogeno rimane invariato e di un ordine di grandezza minore, mentre il drying viene amplificato con il coefficiente $\eta_3 = 1.2$ per classi maggiori di LC 20/22.

5.2.1 Verifiche agli stati limite – UHPC + LWAC

Si eseguono le nuove verifiche per il nucleo. Dal momento che il cls presenta una rigidità minore, ci si aspetta uno sfruttamento maggiore delle sue resistenze allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo rispetto al caso dell'utilizzo di un cemento ordinario.

- Creep lineare e anti-cracking

Si osservano dei valori nell'intorno del caso precedente. Tenderebbero a diminuire in modo leggero in quanto il coefficiente di omogeneizzazione tende a crescere, tuttavia la percentuale di armatura nel core è abbastanza bassa, pertanto l'effetto non si nota. L'effetto del nucleo in LWAC si nota invece maggiormente in relazione al suo peso, difatti esso si riduce notevolmente e tende quindi a far diminuire lo stress.

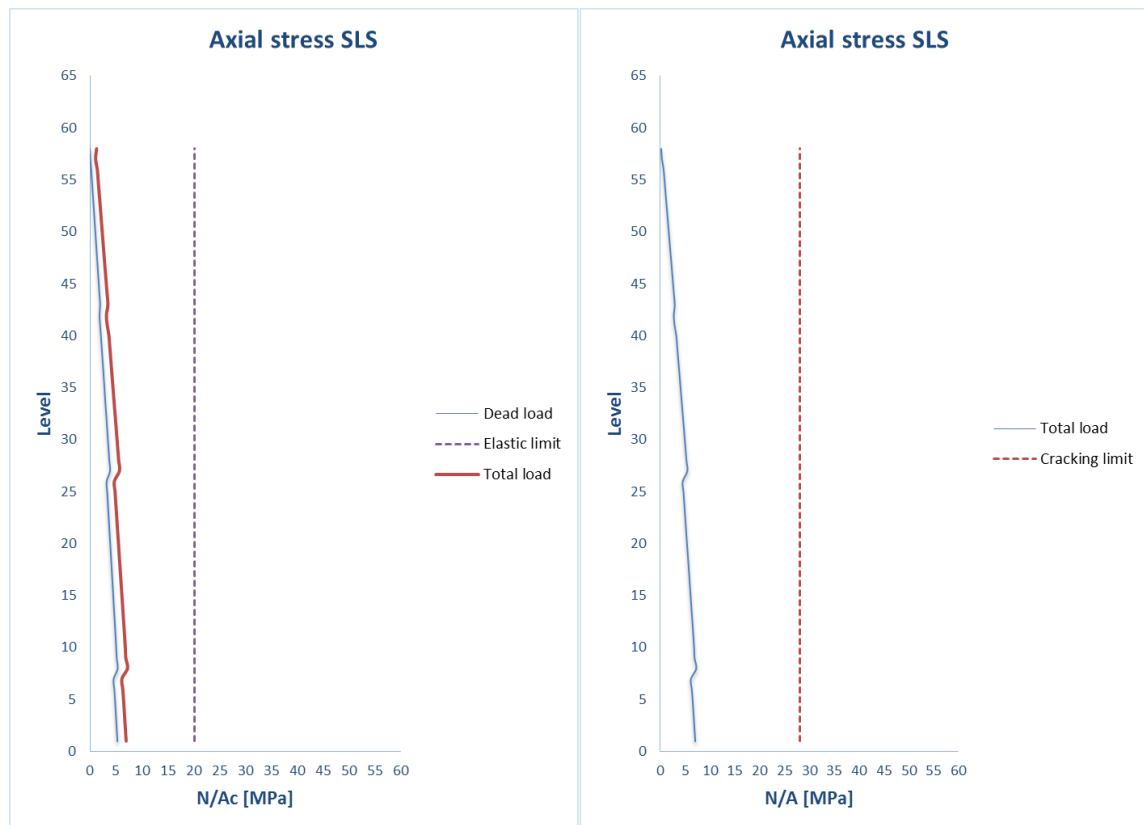


Fig. 98 Verifiche agli stati limite di esercizio per il core – LWAC

- Verifica a compressione

Si verifica lo stesso comportamento dal momento che è variata la consistenza dell'impasto ma la resistenza del cemento è rimasta la stessa e pari a 45 MPa. La resistenza rimane la stessa, mentre diminuisce leggermente lo sforzo di progetto per via della riduzione di peso. La verifica quindi va a buon fine.

5.2.2 Accorciamenti after slab casting – UHPC + LWAC

Si riportano in tale paragrafo gli accorciamenti verticali dovuti all'effetto elastico, di creep e ritiro nel caso del nucleo con un LWAC. Vengono presi in considerazione i due seguenti intervalli che portano al grafico a tempo infinito:

- Inizio costruzione – fine costruzione colonna
- Fine costruzione colonna – tempo infinito

Nel complesso ci si aspettano dei valori di axial shortening finali maggiori rispetto a quelli del caso di nucleo in cemento ordinario.

- Elastic shortening

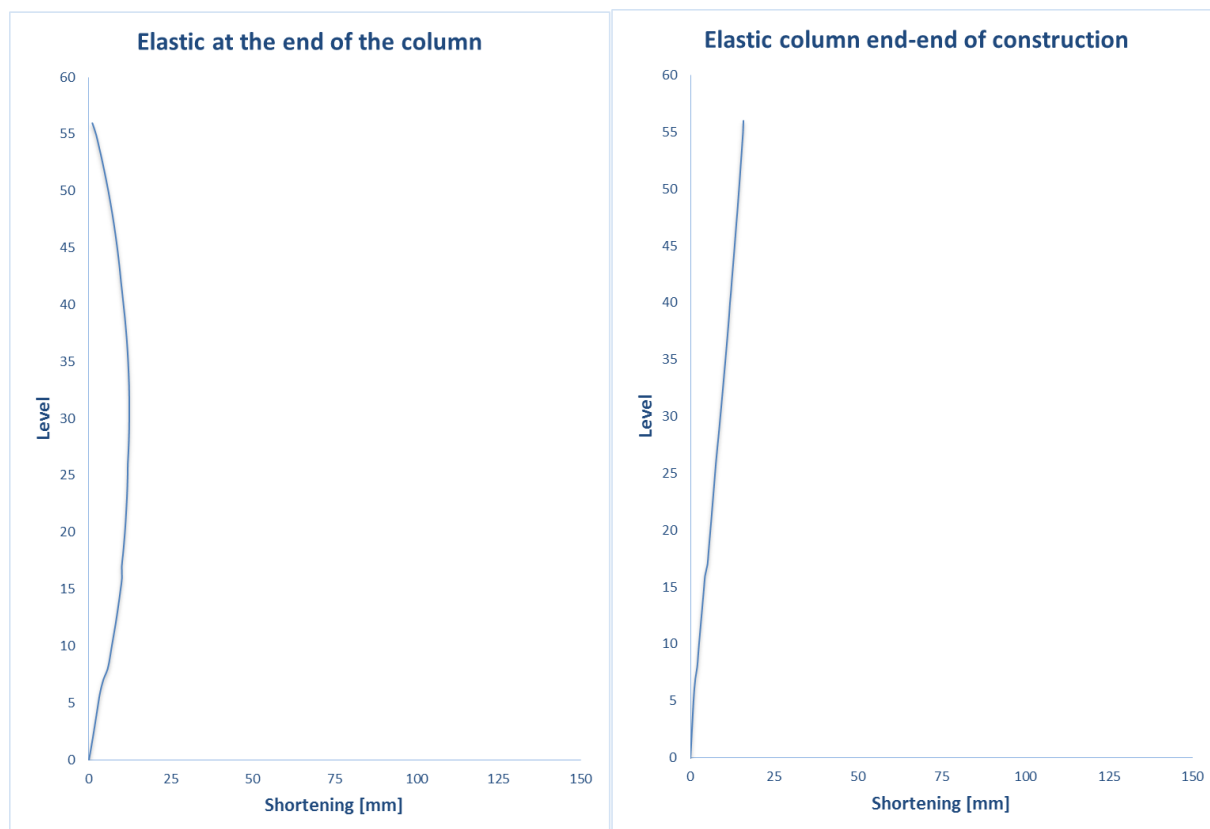


Fig. 99 Accorciamento elastico nelle due diverse sequenze temporali – LWAC

Nella prima fase il valore al top non è zero in quanto il muro sta cedendo per peso proprio nel frattempo che arrivi la colonna alla stessa quota. Le stesse considerazioni valgono per il creep.

Per ritiro e viscosità inoltre il muro, essendo costruito in anticipo, ha possibilità di sviluppo per 28 giorni fino all'arrivo della mega colonna.

Nel caso elastico si hanno valori maggiori di qualche millimetro. Difatti una riduzione nel modulo di Young di circa 10 MPa non influenza in maniera netta questo accorciamento. L'effetto sarà più visibile nei reologici, in primis nel ritiro.

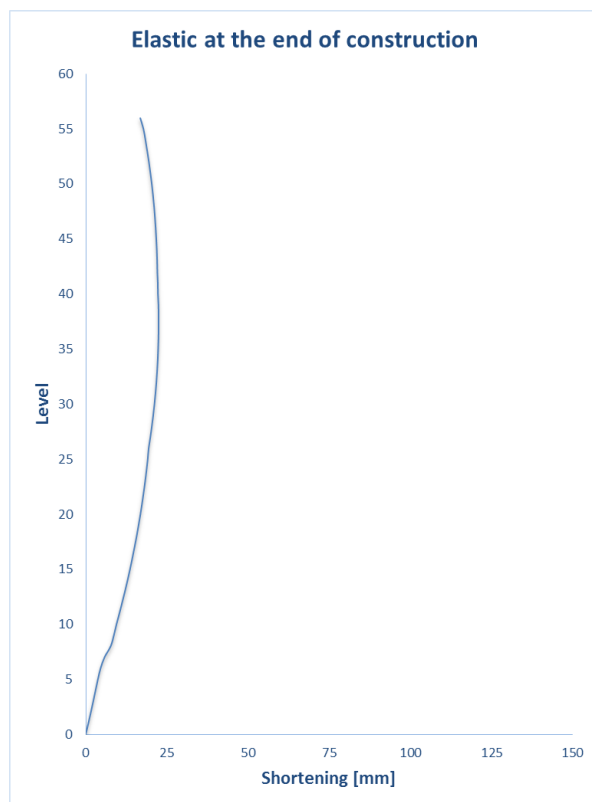


Fig. 100 Accorciamento elastico a fine costruzione – LWAC

- Creep shortening

Utilizzando un cemento leggero come quello in analisi, nonostante la diminuzione del modulo elastico, ci si aspetta un creep ridotto per via della diminuzione che subisce il coefficiente di viscosità attraverso il fattore η_E che è inferiore a uno e per via della resistenza che comunque ha mantenuto un valore elevato, ossia di 45 Mpa.

Si comincia a notare maggiormente l'effetto dovuto all'utilizzo del cemento leggero. Già a fine costruzione della colonna il massimo accorciamento viscoso risulta ridotto di circa 3 mm. Addirittura a fine costruzione totale esso passa dai 25 mm verificati quasi al top del cls ordinario ai 14.56 mm presenti ai $\frac{3}{4}$ dell'altezza. Si curva quindi maggiormente il trend del nucleo, facendo scendere il massimo axial shortening.

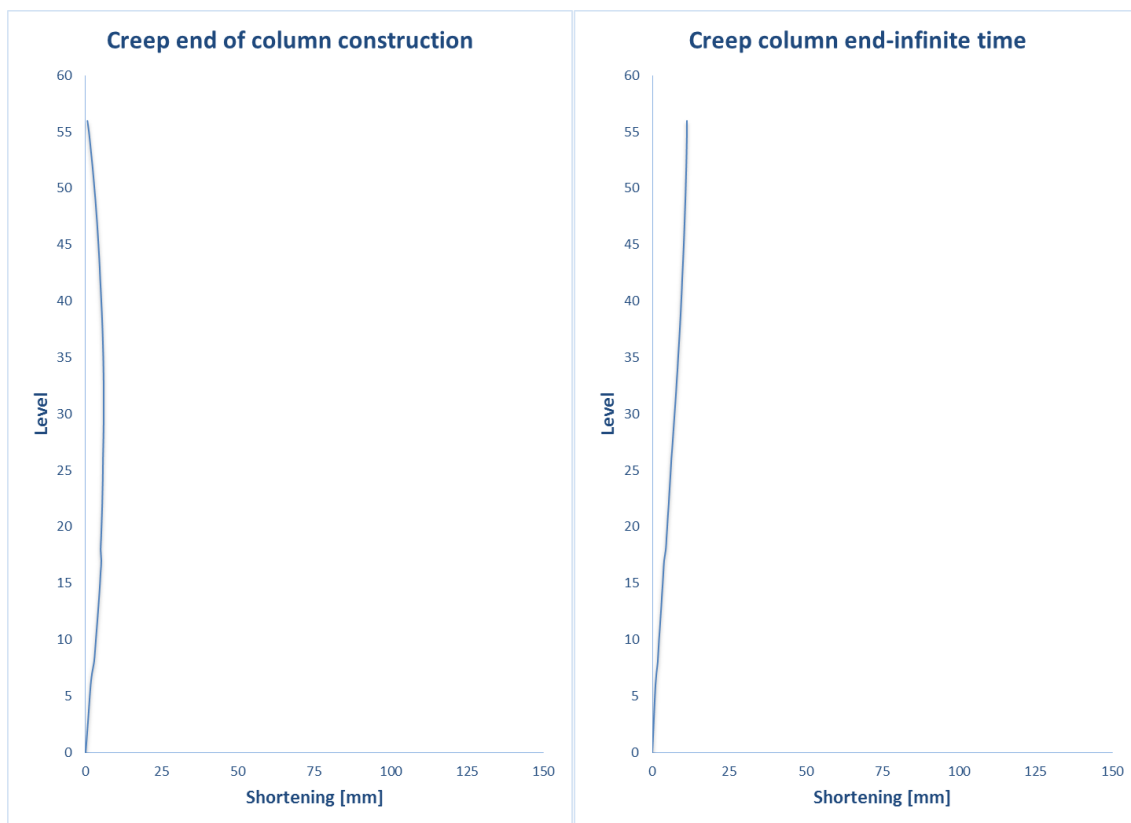


Fig. 101 Accorciamento per creep nelle due diverse sequenze temporali – LWAC

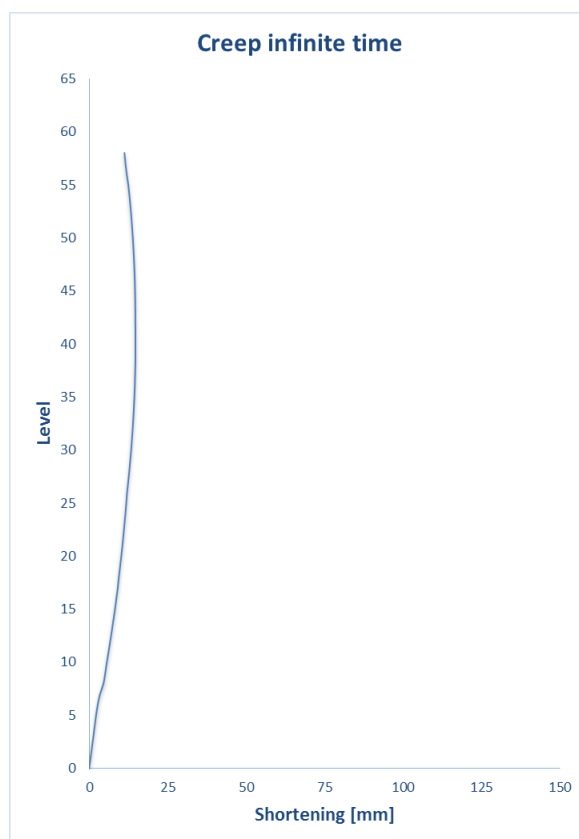


Fig. 102 Accorciamento per creep a tempo infinito– LWAC

- Shrinkage shortening

In questo caso il nucleo, essendo più cedevole, tenderà ad accorciarsi in misura maggiore. Il ritiro a tempo infinito passa dal valore di circa 55 mm del caso originale a quello attuale di 66.72 mm al top.

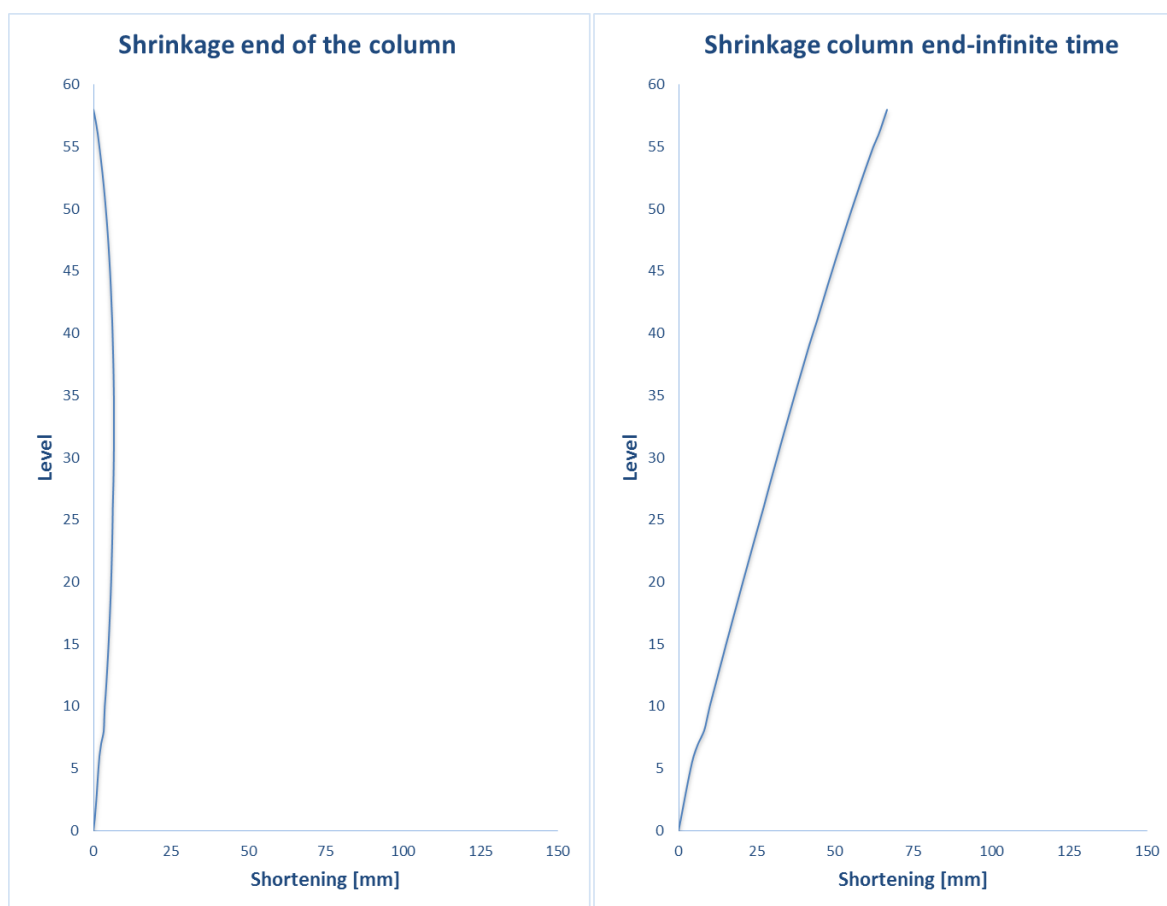


Fig. 103 Accorciamento per ritiro nelle due sequenze temporali– LWAC

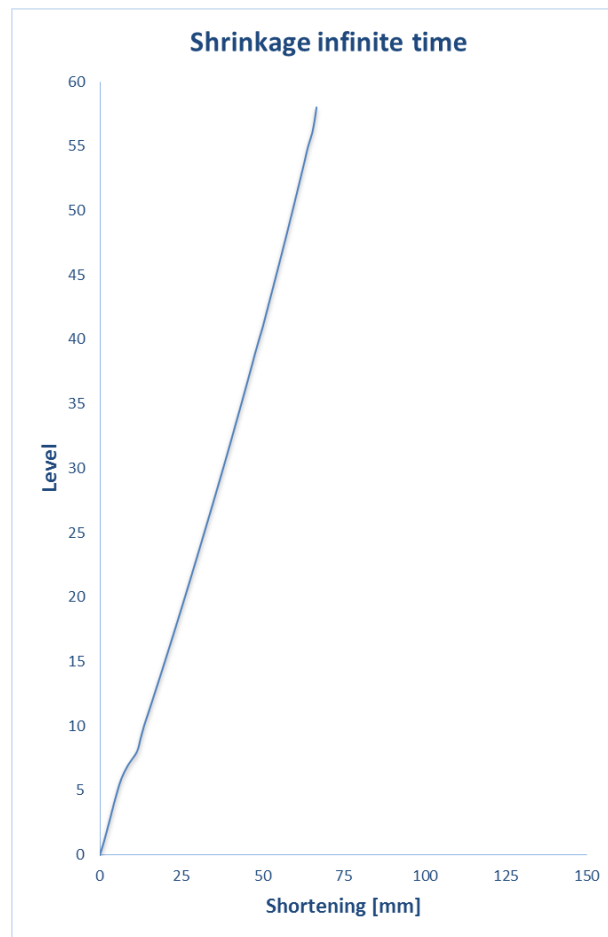


Fig. 104 Accorciamento per ritiro a tempo infinito – LWAC

- Axial shortening

Dalla somma dei tre effetti si ottengono gli accorciamenti differenziali che andiamo a visualizzare al tempo di fine costruzione della colonna e a tempo infinito.

Nei prossimi grafici, osserviamo i singoli contributi dati al total axial shortening da parte dell'effetto elastico, creep e shrinkage capendo chi influenza in maggiori percentuali il total shortening.

Quello che si può immediatamente vedere è il ruolo di secondo piano giocato dal ritiro rispetto al caso reale della Torre de Cristal. Elastico e creep invece si mantengono su valori di una decina di millimetri maggiori, quindi simili, ma con un trend leggermene più curvo che porta il massimo shortening ad un'altezza inferiore rispetto alla struttura precedente. Questo trend più 'curvo' porterà a dei DAS maggiori per l'intera altezza della struttura.

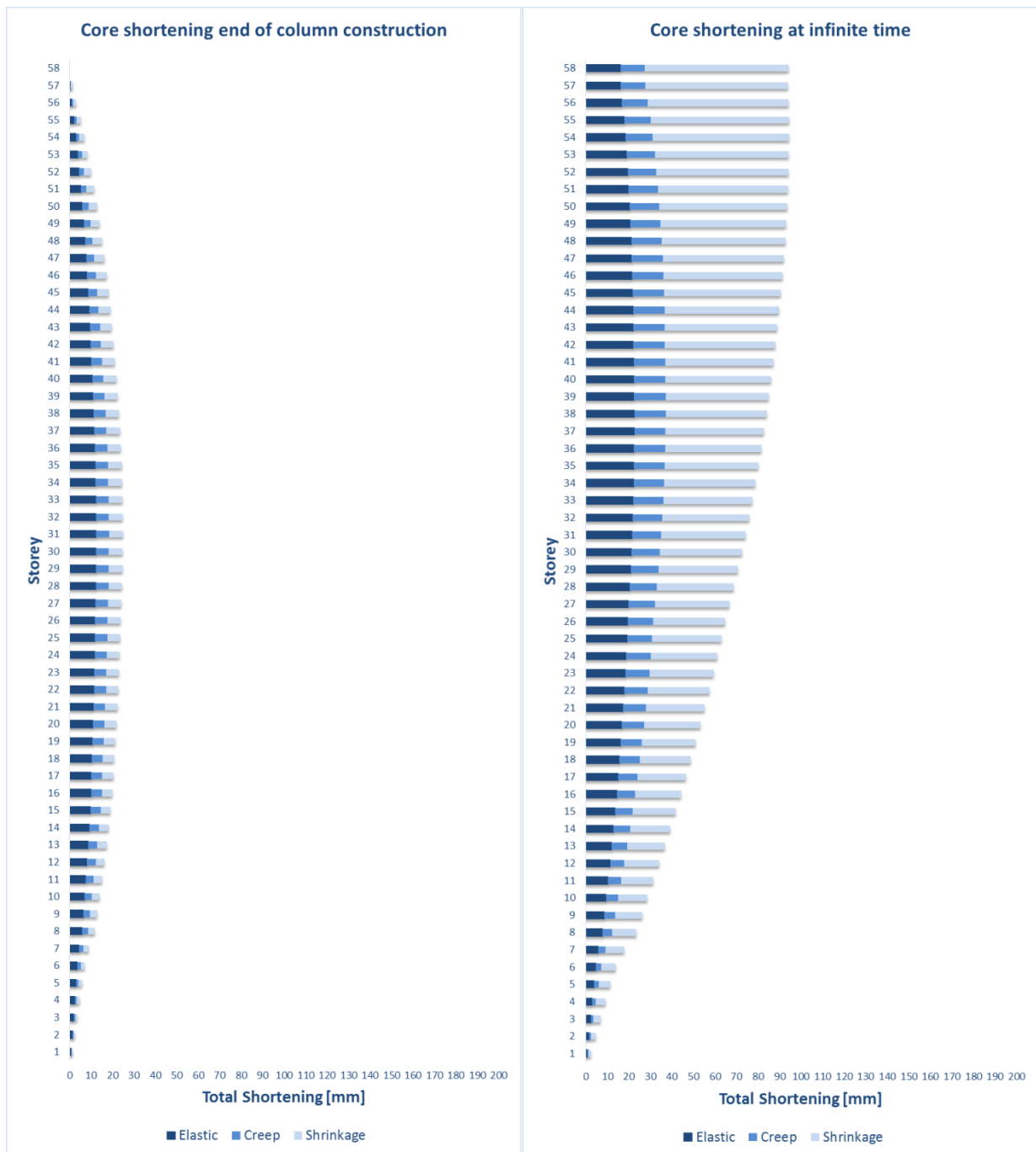


Fig. 105 Accorciamento totale per il muro nei diversi tempi – LWAC

Quello che si può notare rispetto all'analisi con cemento ordinario è un accorciamento elastico aumentato, un creep leggermente diminuito in tanti piani di qualche millimetro, mentre un ritiro che gioca il ruolo da protagonista con un valore decisamente maggiore se confrontato col precedente studio.

5.2.3 Trasferimento degli sforzi per creep e shrinkage – LWAC

Viene di seguito effettuata l'analisi per il nucleo.

Secondo quanto stabilito dall'EC2, la resistenza a trazione in un calcestruzzo leggero tende a diminuire rispetto ad un cemento ordinario.

La resistenza a trazione si ottiene moltiplicando la corrispondente di un C45 ordinario (pari a 3.8) per il fattore:

$$\eta_1 = 0.40 + 0.60 \left(\frac{\rho}{2200} \right) \quad \text{con } \rho = 1950 \text{ Kg/m}^3 \quad (56)$$

A sua volta dalla relazione (46) si ottiene la tensione limite di trazione.

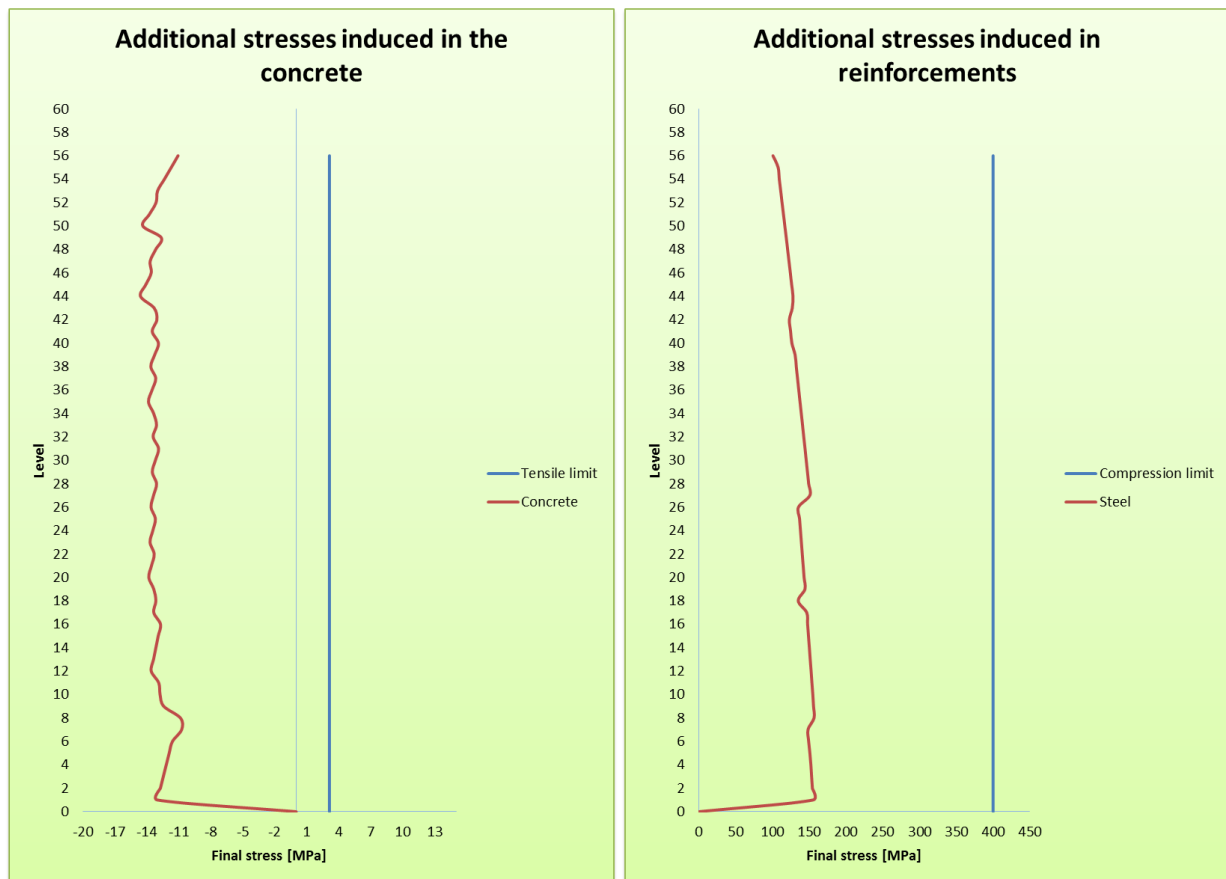


Fig. 106 Verifiche post creep e shrinkage a trazione e a compressione – LWAC

5.2.4 Differential shortening – LWAC

Dallo studio dei singoli axial shortening per colonna e nucleo si vanno a determinare i DAS floor by floor. Si riportano di seguito le curve totali di colonna (UHPC) e pilastro (LWAC) al tempo di fine costruzione della colonna e a tempo infinito, dalle quali differenze si ricava il DAS.

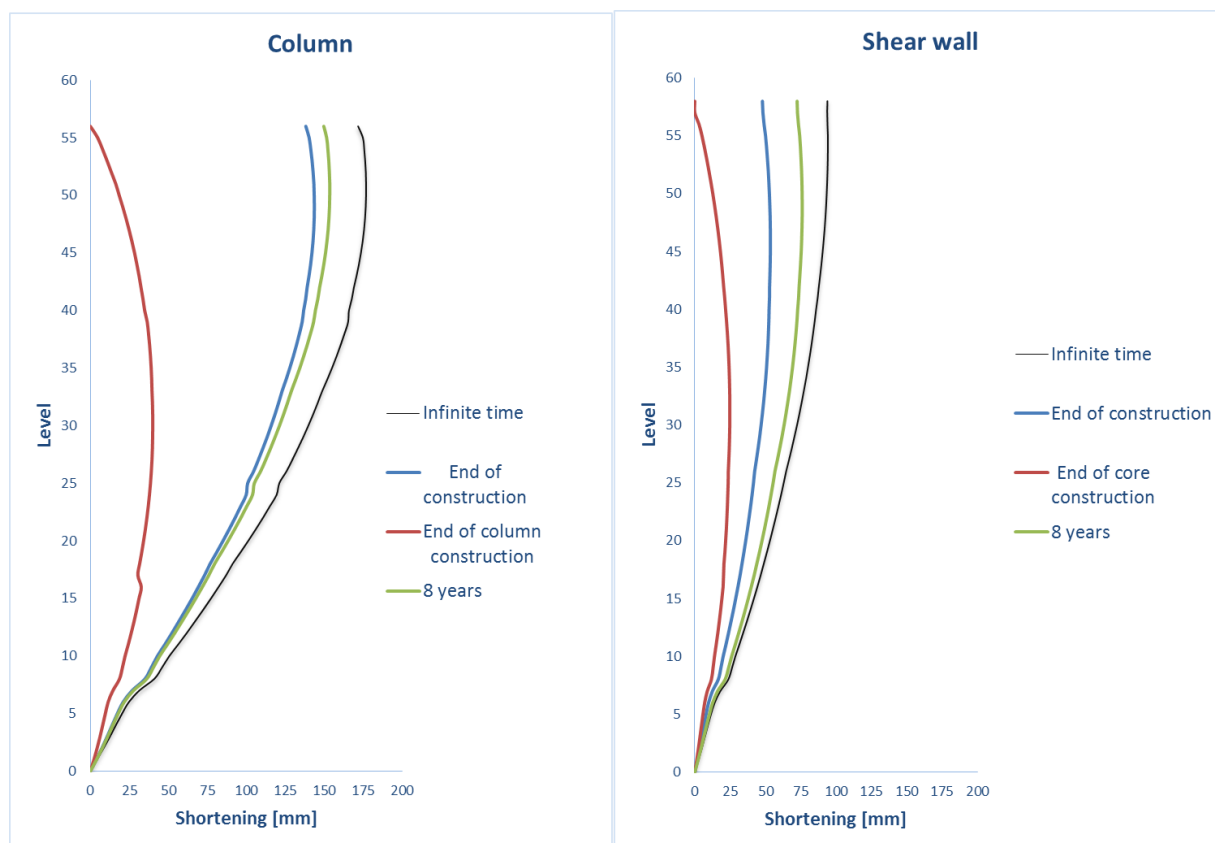


Fig. 107 Evoluzione nel tempo dell'axial shortening nei due elementi verticali – UHPC + LWAC

Si osserva un aumento, tuttavia non grande, per il LWAC nel total shortening a tempo infinito. Dal valore di 91 mm del caso ordinario al livello 55 si passa ad un valore di 97 mm al livello 54 del caso LWAC.

Per quanto concerne l'andamento del DAS si può dire che possiede un trend molto simile a quello del caso precedente, con un DAS che tende a diminuire passando dal tempo di fine struttura totale al target time preso pari a 8 anni. Mentre si osserva un nuovo aumento passando a tempo infinito con una parziale sovrapposizione del comportamento a tempo di fine costruzione.

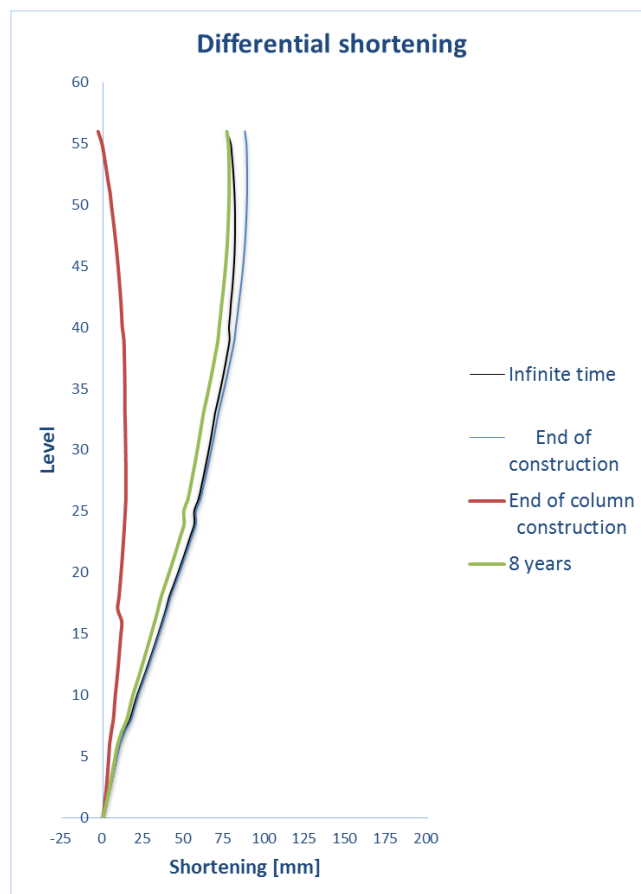


Fig. 108 Evoluzione nel tempo del DAS – UHPC + LWAC

Si osservano i seguenti massimi:

- Fine costruzione colonna → 14.07 mm al livello 27
- Fine costruzione totale → 88.70 mm al livello 51
- 8 anni → 77.69 mm al livello 52
- Tempo infinito → 81.27 mm al livello 48

In confronto al caso reale, i massimi si sono spostati più in basso leggermente al di sopra dei $\frac{3}{4}$ dell'altezza.

Nel complesso, rispetto al singolo caso di colonna in UHPC, notiamo come generalmente in ogni istante si abbia una riduzione di circa 10 mm. A tempo infinito si passa dal valore di 94.98 mm al livello 49 del caso UHPC all'attuale valore di 81.27 mm al livello 48, una differenza quindi di 13.71 mm.

6. Incidenze strutturali ed economiche

Dopo aver analizzato varie soluzioni strutturali, è doveroso effettuare una comparazione tra le diverse opzioni al fine di scegliere la soluzione ottimale. Per coglierla bisogna tenere in conto sia degli aspetti strutturali sia dell'aspetto economico.

Le comparazioni vengono condotte in termini di:

- Peso elementi strutturali
- Distribuzione del carico alla fondazione
- Sforzi assiali e sfruttamento della sezione
- Differential axial shortening
- Costo totale

Analizzando in primis il peso, con la soluzione in calcestruzzo alleggerito l'obiettivo è ridurre fortemente il peso strutturale. Si ricorda come il nucleo rappresenta all'incirca il 40 % del peso totale di una struttura, pertanto decrementarne il peso risulterebbe un aspetto interessante potendo ridurre a sua volta così anche gli stress assiali che esso stesso trasmette alla fondazione. Per di più, anche nel caso della colonna UHPC, avendo rimosso il pesante profilo HD, si ottiene una riduzione nel peso totale dell'elemento.

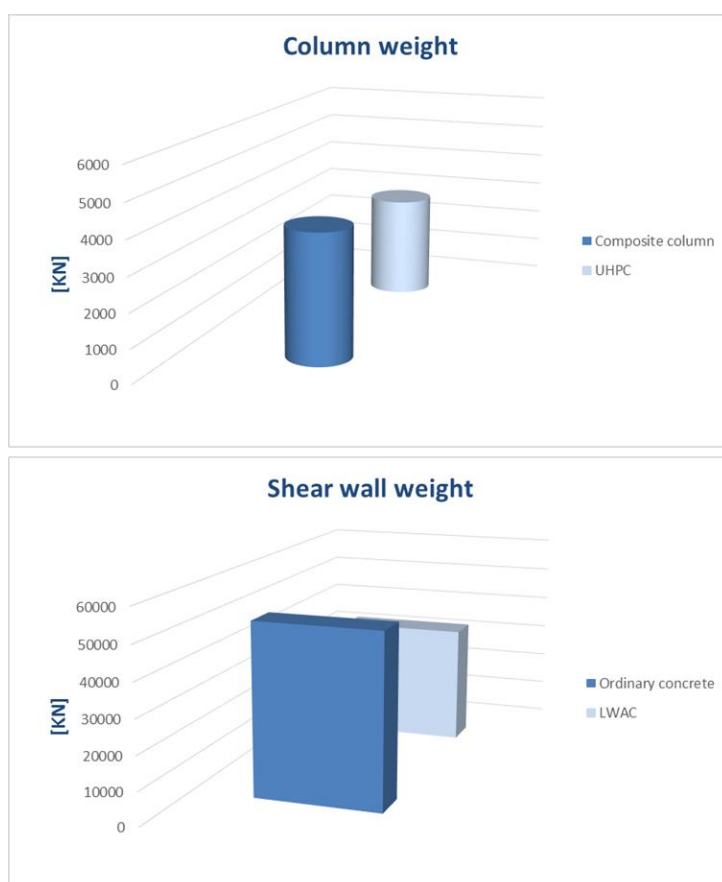


Fig. 109 Peso elementi verticali – Ordinario/UHPC/ LWAC

Nel dettaglio, per quanto concerne la colonna si passa dai 3860 KN della colonna composita ai 3045 KN della colonna UHPC. La stessa cosa avviene usando un calcestruzzo alleggerito nel nucleo dove la riduzione è ancora più netta. Il peso infatti varia da 51361 KN a 35395 KN.

Si intuisce come un cambio di materiale nei due elementi strutturali verticali possa influire maggiormente nel caso del nucleo, date le sue elevate dimensioni, mentre nel caso della colonna l'effetto è più tenue nell'ordine di qualche centinaio di KN.

In tal modo si riesce ad ottenere anche una riduzione negli sforzi assiali della sezione. Come si osserva, avendo rimosso il profilo, il peso della colonna risulta minore portando ad uno sforzo minore in esercizio. D'altra parte per il nucleo, si riduce leggermente lo stress avendo diminuito il modulo di elasticità dello stesso. Difatti, al diminuire del modulo di Young aumenta il coefficiente di omogeneizzazione facendo così decrementare lo stress.

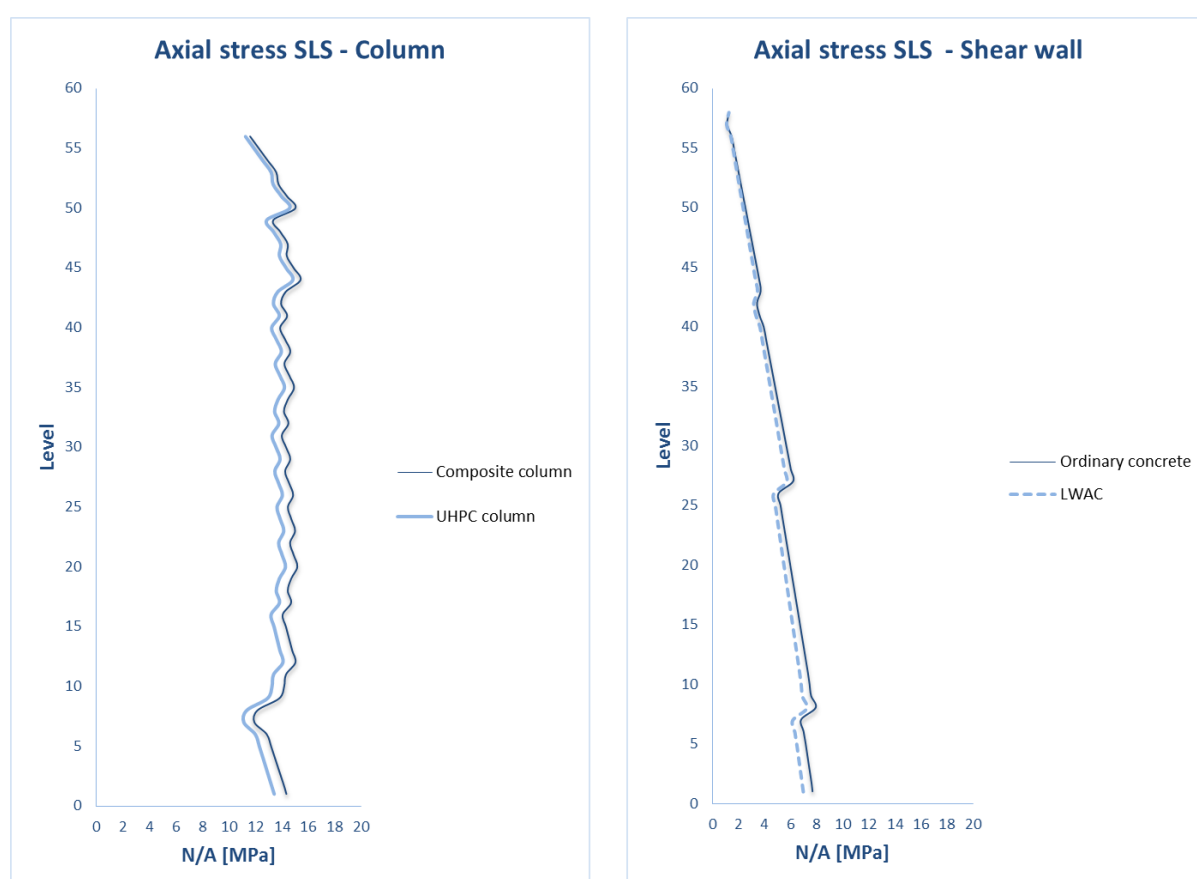


Fig. 110 Stress allo SLE negli elementi verticali – Ordinario/UHPC/ LWAC

Per quanto concerne invece lo sforzo (KN) allo stato limite ultime ci si aspetta un valore diminuito per la colonna in c.a. per via del peso minore della stessa in assenza della sezione metallica, mentre per il nucleo la variazione che si riesce ad osservare è meno netta e quasi tende a sovrapporsi. Si ricorda come allo SLU si faccia riferimento ad un modulo di Young efficace che porta a valori quasi doppiati rispetto al normale per quanto riguarda il

coefficiente di omogeneizzazione (circa 15), per cui in una scala con un ordine di avanzamento di 10^5 KN non si coglie chiaramente una grande differenza.

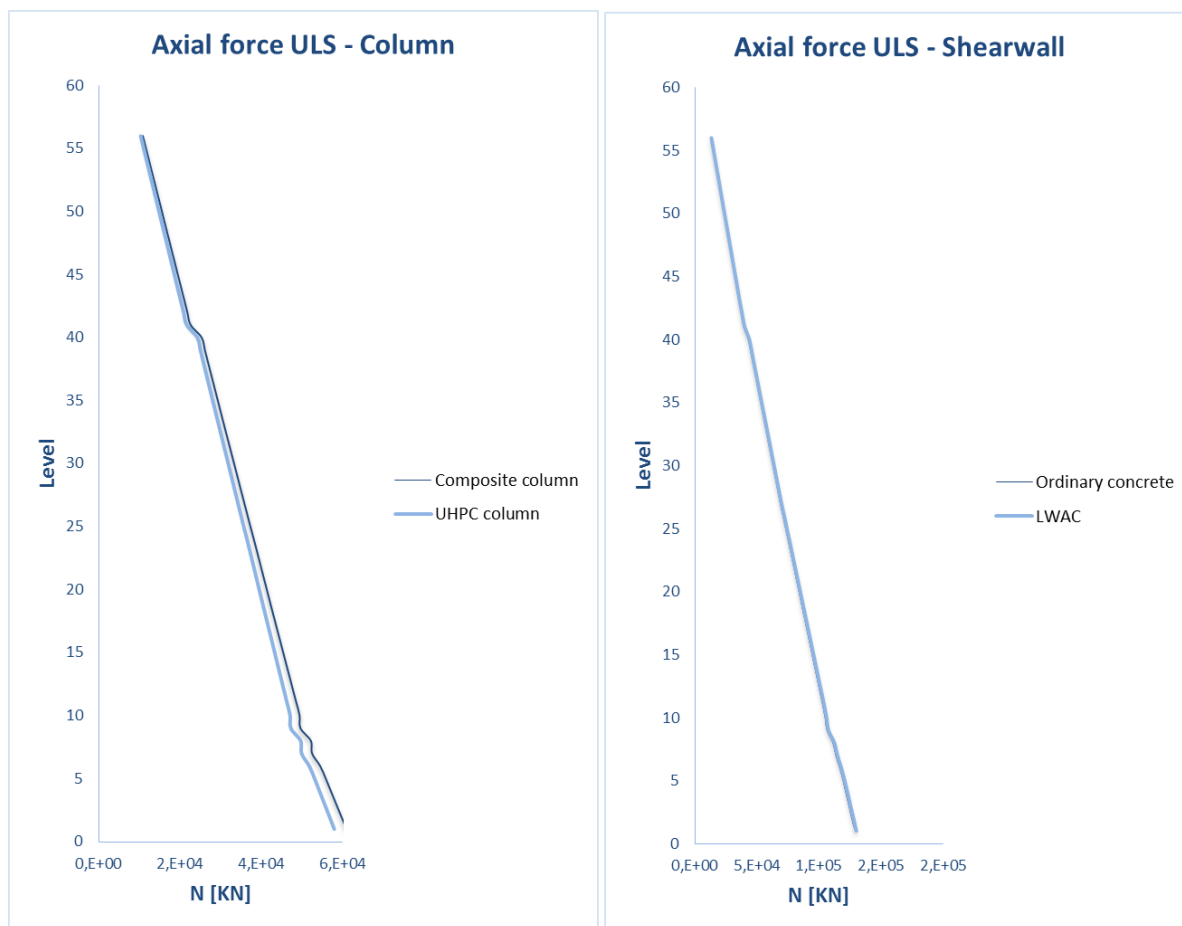


Fig. 111 Stress allo SLU negli elementi verticali – Ordinario/UHPC/ LWAC

Si riportano pertanto successivamente le rappresentazioni relative allo sfruttamento delle sezioni allo SLU sia per la colonna sia per il nucleo.

Dalla valutazione allo SLU, emerge come la colonna nel caso UHPC sia sfruttata al 41 %, una percentuale minore rispetto al valore 80 % del caso ordinario. Si nota dunque una capacità resistente maggiore nel caso ultra-high grazie ad una rigidità elevatissima del calcestruzzo preso in esame. Per quanto concerne invece il muro a taglio si passa da 36 % al 33 %.

Per di più, salendo verso il top, si notano sezioni sempre meno sfruttate per via del carico cumulativo che va diminuendo procedendo in altezza.

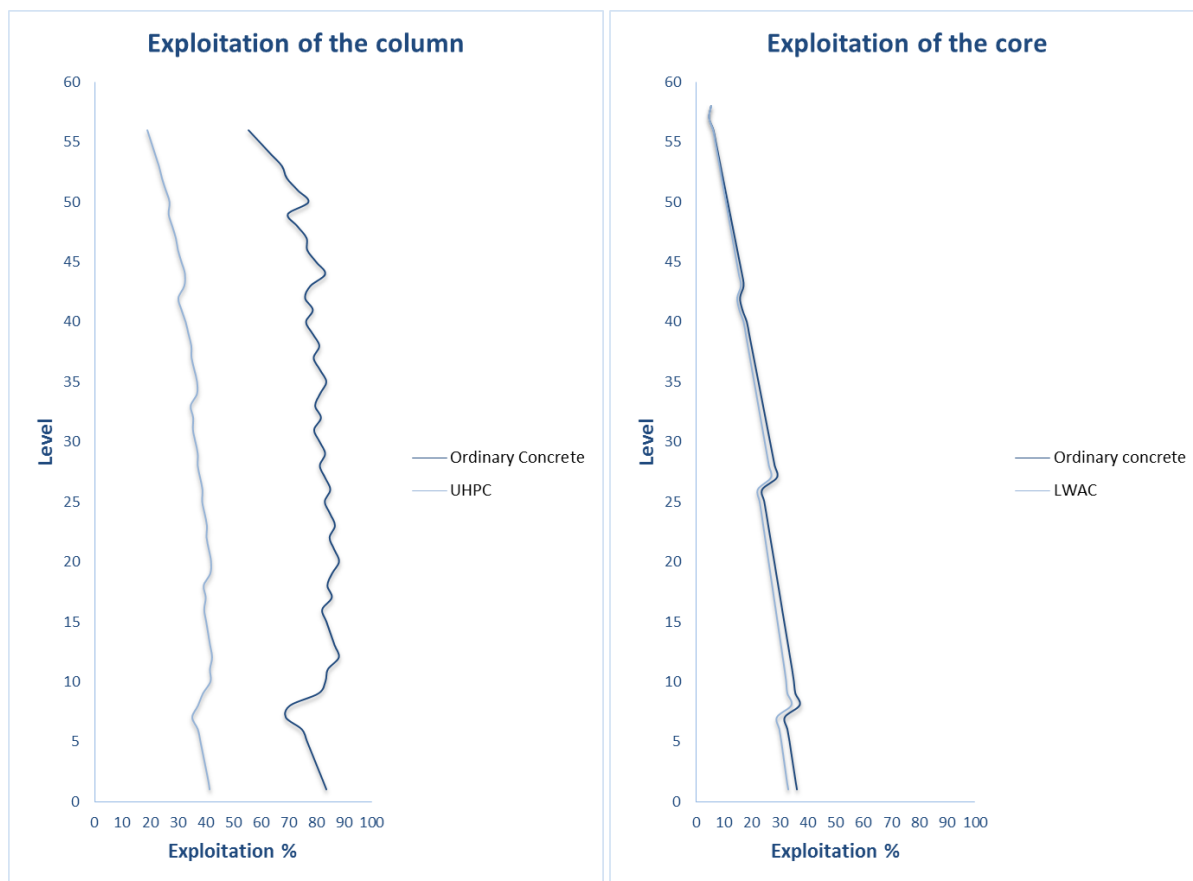


Fig. 112 Sfruttamento delle sezioni allo stato limite ultimo – Ordinario/UHPC/ LWAC

Di conseguenza cambia da un caso all'altro la distribuzione del carico trasmesso da colonna e nucleo alla fondazione.

Per quanto riguarda la colonna non si notano grandi differenze. Qui il ruolo principale spetta alla struttura orizzontale. Il peso proprio della colonna solamente riduce un po' la sua influenza.

Come emerge dal grafico, il solaio esercita il ruolo principale. Tuttavia, anche la copertura possiede un'influenza importante raggiungendo il 16 % della distribuzione degli sforzi.

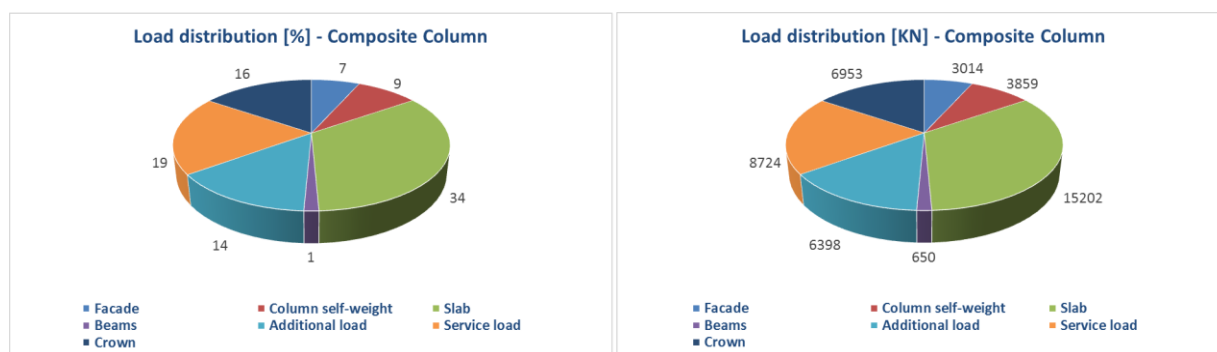


Fig. 113 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Colonna composita

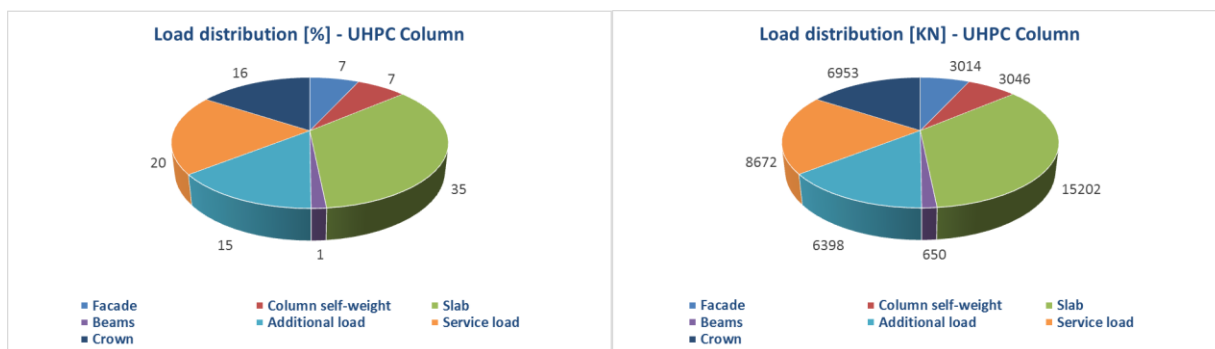


Fig. 114 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Colonna UHPC

Eclatante è invece il caso del nucleo. Negli edifici alti il core, occupando in termini di area di influenza circa il 40% della struttura, trasmette con il proprio peso alla fondazione delle percentuali elevate di carico. In questo caso, si passa da un valore di quasi il 50 % del cemento ordinario al valore sotto il 40 % del calcestruzzo alleggerito.

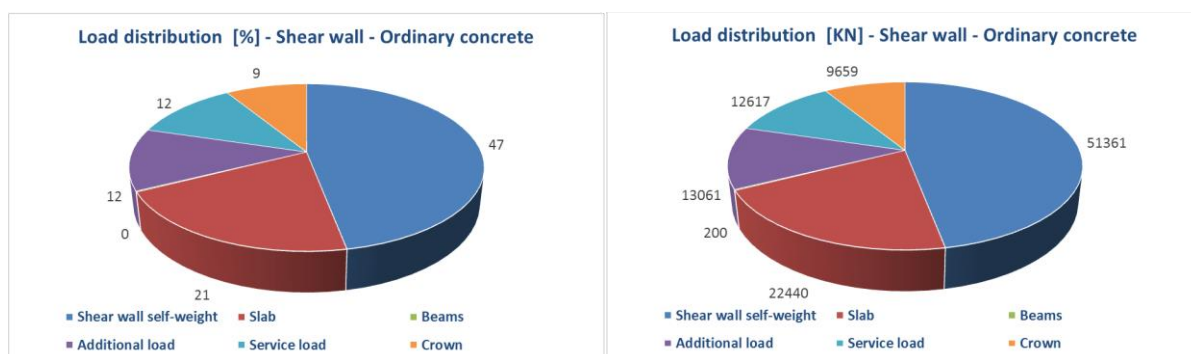


Fig. 115 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Nucleo ordinario

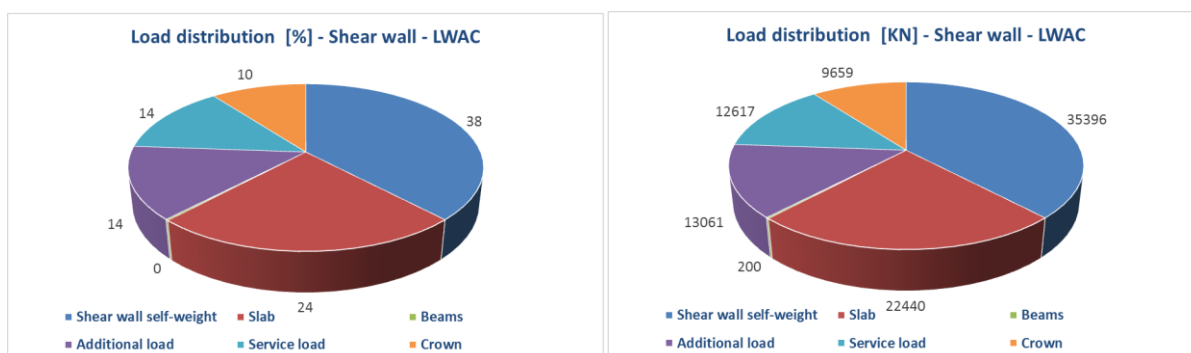


Fig. 116 Distribuzione degli sforzi alla fondazione – Nucleo alleggerito

Infine, dal punto di vista strutturale resta da valutare uno degli aspetti fondamentali: l'accorciamento assiale differenziale tra gli elementi verticali.

Avendo scelto un presetting conveniente a tempo infinito, si riporta il paragone a tempo infinito per quanto riguarda gli accorciamenti assiali di colonna e nucleo, quindi poi il DAS.

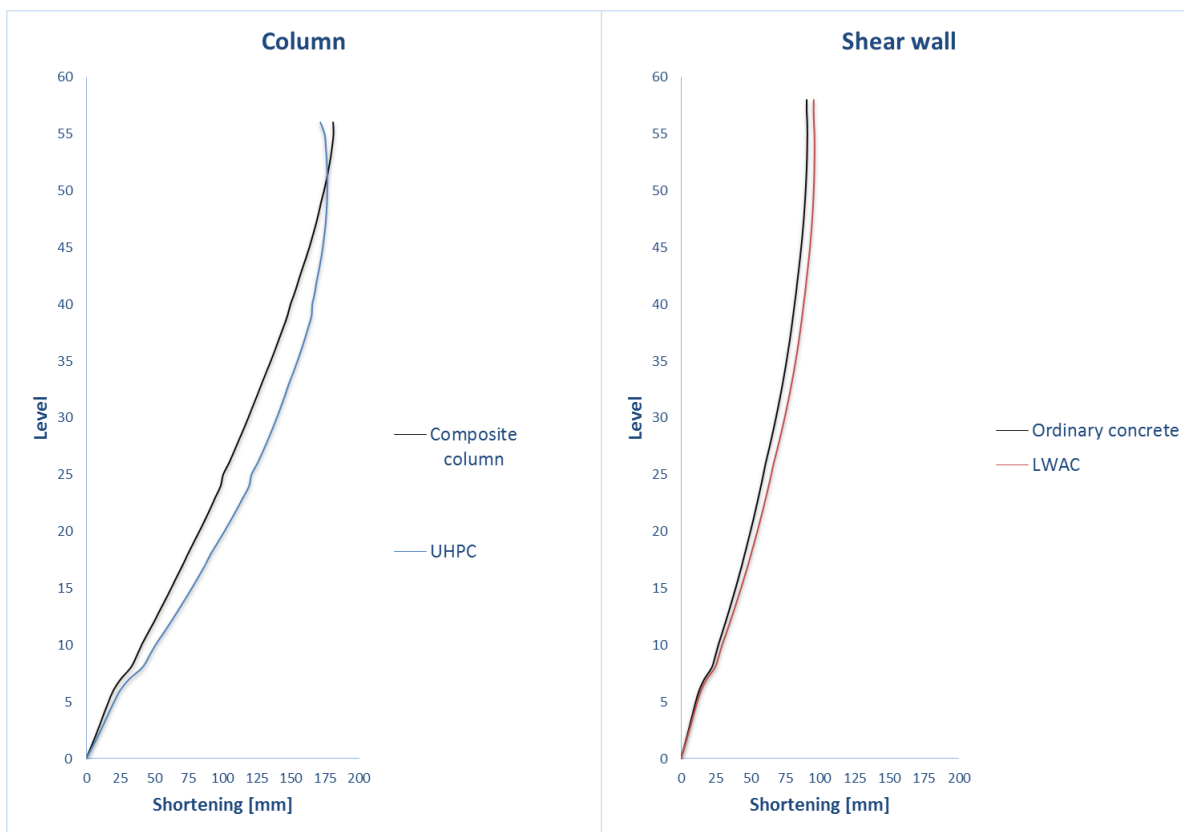


Fig. 117 Andamento del total shortening per le diverse strutture

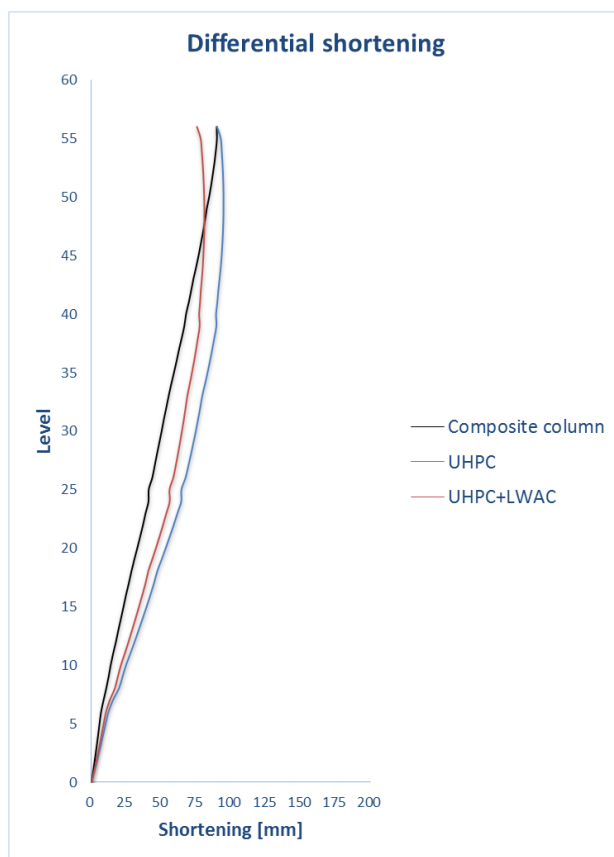


Fig. 118 Andamento del differential shortening per le diverse strutture

Per la colonna, nonostante l'utilizzo di un calcestruzzo ad altissima resistenza, l'accorciamento totale tende a peggiorare rispetto al caso originario. La causa è legata alla rimozione del profilo pesante HD che donava notevole resistenza nel limitare gli effetti a lungo termine. Inoltre, si nota come il massimo accorciamento assiale rimanga grosso modo simile, tuttavia esso aumenta di una quota non trascurabile piano per piano.

Per il nucleo invece ci si aspettava un accorciamento maggiore avendo considerato un calcestruzzo a rigidità minore, anche se visibilmente la differenza tra le due strutture non è netta avendo dovuto rispettare la scelta strutturale di un cemento a resistenza di 45 MPa, seppur alleggerito. Un calcestruzzo da 45 MPa porta perciò all'assunzione di un LWAC a non bassa classe di densità, ovvero ad un peso specifico di 19 KN/m^3 non molto minore rispetto agli originari 25 KN/m^3 .

D'altro luogo, alla valutazione strutturale bisogna sempre in tali casi accompagnare un valutazione economica. Vengono per l'appunto considerati i seguenti valori di prezzo unitario per i vari materiali presi in considerazione:

- Calcestruzzo autocompattante 45 MPa $\rightarrow 170 \text{ € / m}^3$
- UHPC 250 MPa $\rightarrow 2990 \text{ € / m}^3$
- LWAC 45 MPa $\rightarrow 386 \text{ € / m}^3$
- Acciaio B500S $\rightarrow 0.94 \text{ € / Kg}$
- Acciaio HD S460JR $\rightarrow 4.64 \text{ € / Kg}$

Dunque, si riportano i costi totali analizzando una colonna (filo fisso B4) ed il pezzo di nucleo corrispondente da 9.60 metri.

Dal punto di vista del DAS i migliori accorciamenti differenziali sono ottenuti nel caso di struttura composita con valori nettamente più bassi per l'intera altezza. Passando al caso di colonna UHPC si nota, avendo rimosso il costoso e pesante profilo, una forte riduzione in termini di costo totale, ma tuttavia un forte peggioramento in termini di DAS. Difatti, transitando dalla struttura composita a quella in cemento armato con UHPC il costo, in riferimento ad una colonna e circa 10 metri di muro, diminuisce di circa 200 mila euro. Tuttavia il DAS aumenta di circa 25 mm per gran parte dell'altezza.

Analizzando la soluzione UHPC + LWAC si riesce ad ottenere una riduzione di circa 10 mm nel massimo differential shortening. La soluzione risulta tuttavia abbastanza costosa con un totale che supera un milione di euro.

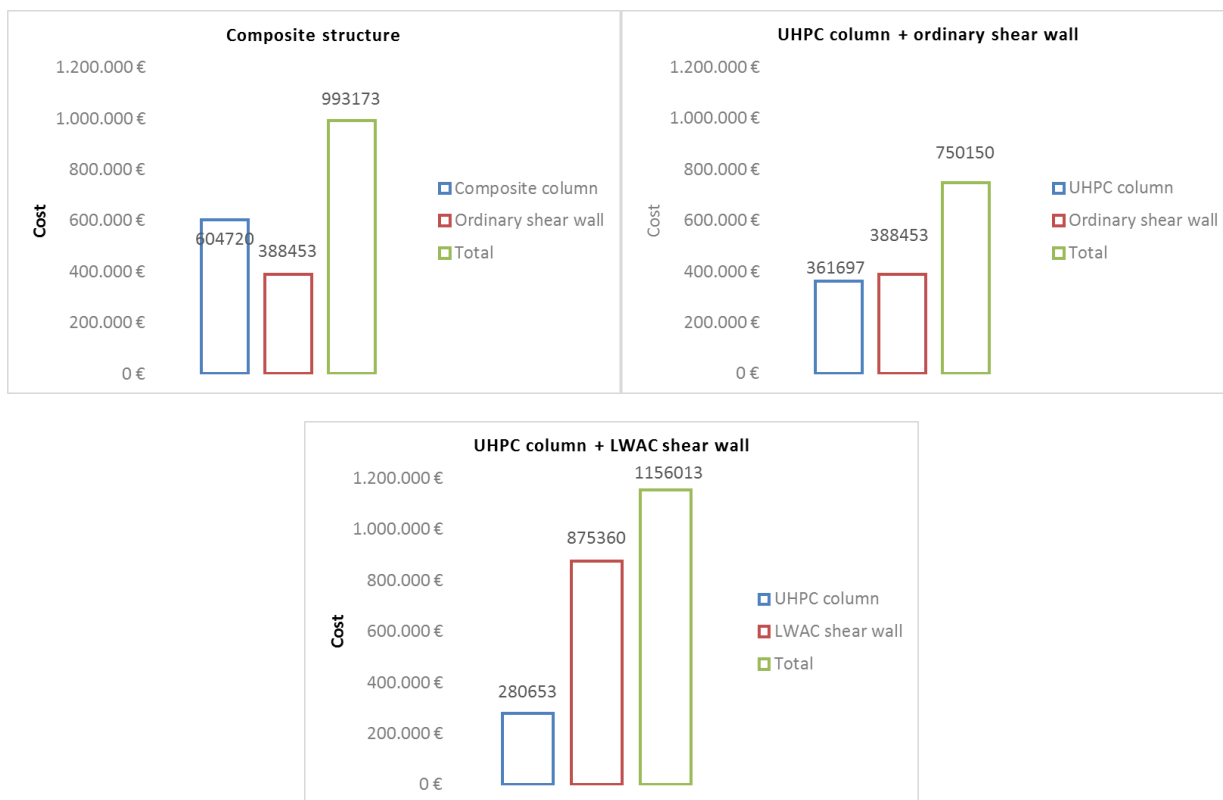


Fig. 119 Costo finale per le tre diverse strutture

Si potrebbe allora pensare, dato il comportamento peggiorativo nel DAS che emerge dall'uso del materiale UHPC, di abbinare una struttura composita con un nucleo in calcestruzzo alleggerito. Si riuscirebbe ad ottenere una forte riduzione dell'accorciamento differenziale ma un costo totale che supererebbe ogni massima soglia di spesa ottimale.

In un'analisi dettagliata è doveroso molto spesso valutare anche la possibilità di alcune riduzioni di sezioni negli elementi strutturali, al fine di ottenere un minor costo per la loro costruzione.

Tuttavia, è contemporaneamente necessario soddisfare i requisiti agli stati limite di servizio garantendo un creep lineare ed evitando la comparsa di fessurazioni nel conglomerato, ed allo stato limite ultimo garantendo la resistenza adeguata al membro verticale piano per piano.

Si potrebbe perciò pensare di ridurre progressivamente di 5 cm il diametro alla colonna, lasciando invece inalterata la dimensione del nucleo.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti nel differential axial shortening e nel costo totale per i due elementi:

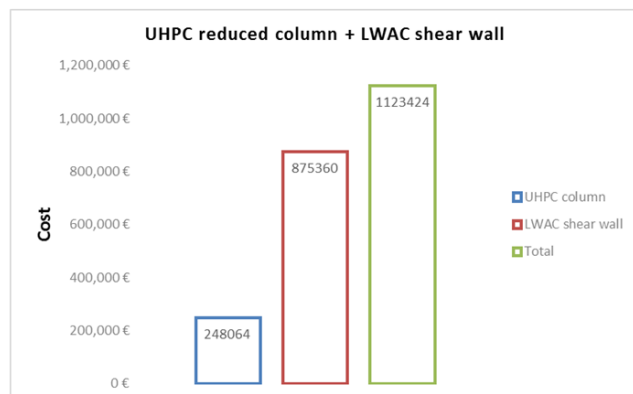
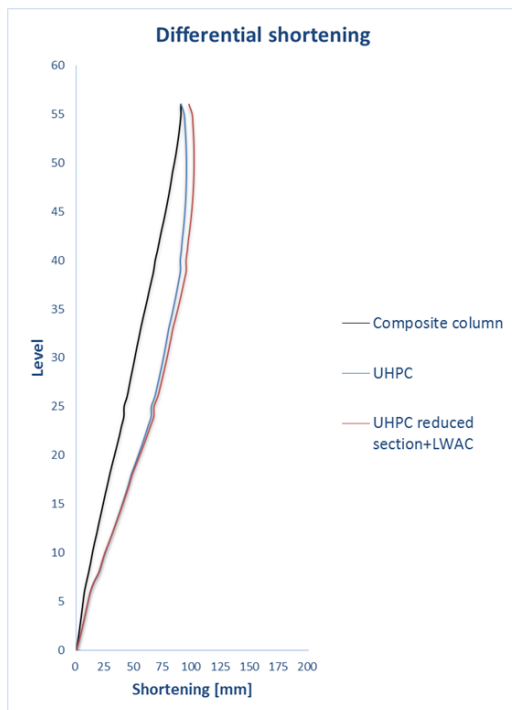


Fig. 120 Risultato ottenuto con una riduzione progressiva nel diametro della colonna

Avendo notato le evidenze strutturali ed economiche, concludendo, la struttura composita sembra essere una scelta ottimale che tiene in conto in modo ponderato sia il quadro economico totale sia l'aspetto dell'accorciamento differenziale.

7. Conclusioni

L'intero percorso di lavoro condotto ha riguardato l'analisi agli accorciamenti differenziali negli edifici di grande altezza.

Il problema legato ai diversi movimenti verticali negli elementi portanti è divenuto di estrema importanza già nel secolo precedente a partire dagli anni '60. Si era notato, difatti, nelle strutture edificate senza prendere in considerazione gli effetti a lungo termine la comparsa di complicazioni nella vita d'esercizio del grattacielo stesso. Si andava da problemi correlati a quadri fessurativi negli elementi sino ad arrivare a veri e propri problemi di inclinazione delle piastre orizzontali di piano, con conseguente danneggiamento degli infissi vari.

Da qui la necessità assoluta di considerare gli accorciamenti assiali verticali nel progetto strutturale, generati sia dagli effetti elastici sia degli effetti reologici procedendo verso un tempo target. La combinazione a sua volta degli accorciamenti per effetto elastico, viscosità e ritiro portano all'accorciamento totale dell'elemento, ovvero dell'elemento strutturale. È a sua volta il diverso accorciamento dei membri verticali a generare l'accorciamento differenziale.

Generalmente, passando alla scala macroscopica delle grandi costruzioni, si può dire che le colonne tendano ad essere maggiormente stressate rispetto al nucleo, quindi saranno soggette a degli axial shortenings di natura più elevata. La differenza, poi, tra i due axial shortenings porta al differential shortening tra i due elementi strutturali. Questo DAS cresce all'aumentare dell'altezza della struttura e causa problemi di servizio nella stessa.

Pertanto, ai fini della valutazione è stata implementata una metodologia di calcolo che possa essere in grado di determinare a priori in fase progettuale l'accorciamento assiale di colonna e nucleo.

Il metodo, per di più, tenendo conto della construction stage, permette di calcolare ogni singolo accorciamento in ogni singolo livello per ogni singolo incremento di carico apportato alla struttura durante il processo di costruzione. Permette altresì, nel caso degli effetti a lungo termine, la stima della loro evoluzione nel tempo procedendo verso un target time.

La metodologia di calcolo sviluppata è in grado di valutare sia gli accorciamenti che avvengono prima dell'installazione del piano considerato, sia gli accorciamenti che avvengono nel periodo successivo alla costruzione del livello in esame. Tuttavia, risolvendo il problema legato ai movimenti di tipo 'before slab casting' con degli accorgimenti costruttivi durante la fase di costruzione, solamente gli accorciamenti di tipo 'after slab casting' risultano di importanza estrema nella procedura di compensazione, o in altri termini nella procedura di presetting.

Si tratta di sopralzi che vengono dati all'elemento strutturale verticale al fine di evitare problemi di servizio nella vita utile dell'opera nel lungo termine, quali inclinazioni di piano,

fessurazioni, impossibilità di apertura di porte, infissi etc. In altre parole, la colonna viene alzata in determinati piani di un quantitativo millimetrico/centimetrico, sopralzo che poi nel tempo tenderà ad abbassarsi per via degli effetti reologici riportando la colonna alla quota nominale desiderata.

Così come avvenuto per la valutazione degli accorciamenti assiali, anche nel caso del presetting è stata fornita un'idea base alla quale far riferimento per la compensazione a priori durante l'edificazione.

L'intera metodologia di calcolo è stata dapprima applicata ad un caso di riferimento per un edificio in cemento armato di 70 piani, quindi in seguito ad un caso di studio, ossia la Torre de Cristal, una struttura composita di circa 250 metri di altezza.

Passando da un caso d'esempio al caso pratico della Torre di Madrid si è notato come per una struttura mista oltre i 200 metri non sia possibile trascurare in fase progettuale il differential shortening, oltre una certa soglia limite stabilita previamente. Infatti, se nell'esempio di riferimento si raggiungeva un DAS di circa 25 mm, quindi spesso trascurabile, la stessa cosa non accade nella Torre de Cristal. Avendo posto un limite di 25 mm accettabile, il grattacielo è stato compensato per un massimo differential shortening di circa 90 mm.

Inoltre, ingegneristicamente parlando, è sempre doveroso valutare scelte differenti, utilizzando materiali diversi e/o sezioni diverse ai fini di limitare i costi. Per la valutazione, si è preso dapprima in considerazione l'utilizzo di un calcestruzzo ad altissima resistenza UHPC di 180 MPa nella mega colonna, successivamente si è cercato di abbinare l'utilizzo di un UHPC nella colonna con un calcestruzzo leggero da 45 MPa nel nucleo, con l'obiettivo di ridurre il DAS.

Dal punto di vista del DAS i migliori accorciamenti differenziali sono ottenuti nel caso di struttura composita con valori nettamente più bassi per quasi l'intera altezza. D'altra parte la struttura che porta il minore differential shortening è quella formata dal materiale UHPC più il materiale LWAC. Inoltre, nel caso di colonna UHPC si nota, avendo rimosso il costoso e pesante profilo, una forte riduzione in termini di costo totale, però anche un forte peggioramento in termini di DAS.

Concludendo, notando le evidenze strutturali ed il quadro economico, la struttura composita sembra essere una scelta ottimale che prenda in considerazione in maniera ponderata sia il lato economico totale sia l'aspetto dell'accorciamento differenziale.

(pagina vuota)

Bibliografía

- [1] Dupré, J. (2001). *Skyscrapers*. New York: Black Dog.
- [2] Craighead, G. (2009). *High-rise security and fire life safety*. Oxford: Butterworth-Heinemann, pp.1-26.
- [3] Fintel, M. (1985). *Handbook of concrete engineering*. 2.ed. New York,N.Y.: Van Nostrand Reinhold,1974.
- [4] Tall buildings. Structural design of concrete buildings up to 300m tall. (2014). Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib).
- [5] Corres Peiretti, H. (2009). La visión estructural del hormigón autocompactante. *Nanotecnología en el hormigón y hormigones autocompactantes*.
- [6] Corres, H., Romo, J. and Romero, E. (2008). High rise buildings. The challenge of a new field of possibilities for the use of structural concrete. *Proceedings of the International FIB Symposium 2008. Tailor made concrete structures: new solutions for our society*.
- [7] Iyengar, H. (2000). Reflections on the Hancock concept. *CTBUH Technical Paper*.
- [8] Kim, H. (2017). Effect of Outriggers on Differential Column Shortening in Tall Buildings. *International Journal of High-Rise buildings*, 6(1).
- [9] Fintel, M., Ghosh, S. and Iyengar, H. (1987). *Column shortening in tall structures*. Skokie, Ill.: Portland Cement Association.
- [10] Arici, M., Granata, M. and Recupero, A. (2014). Gli effetti di ritiro e viscosità nelle strutture verticali degli edifici alti. Analisi della sequenza di costruzione con metodi analitici e numerici.
- [11] Lee, Y., Kim, J., Seol, H., Yang, J. and Kim, K. (2017). 3D numerical analysis of column shortening and shore safety under construction of high-rise building. *Engineering Structures*, 150, pp.242-255.
- [12] Kim, H., Jeong, S., Shin, S. and Park, J. (2010). Simplified column shortening analysis of a multi-storey reinforced concrete frame. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21(6), pp.405-415.
- [13] Yi, T. and Tong, X. (2007). Differential Column Shortening Effects in Typical Medium-to High-Rise Buildings. *New Horizons and Better Practices*.
- [14] Gilbert, R. and Ranzi, G. (2011). *Time-dependent behaviour of concrete structures*. London: Spon.
- [15] Neville, A. (2012). *Properties of concrete*. Harlow [etc.]: Pearson Education.
- [16] Moragaspiya, P. (2011). *Interactive axial shortening of columns and walls in high rise buildings*. Degree of doctor of philosophy. Queensland University of Technology.
- [17] Liu, Y. (2007), *Strength, modulus of elasticity, shrinkage and creep of concrete*, PhD thesis, University of Florida.

- [18] Aitcin, P., Neville, A. and Acker, P. (1997). Integrated View of Shrinkage Deformation. *Concrete International*, 19(9), pp.35-41.
- [19] Model Code 2010. (2012). Lausanne: International Federation for Structural Concrete.
- [20] Eurocode 2. (2004). London: British Standards Institution.
- [21] Vieira Chaves, E. (2009). *Mecánica del medio continuo*. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).
- [22] De La Rosa Fox, N. (2008). Congreso nacional de propiedades mecánicas de sólidos. *Servicio de Publicaciones de la Universidad de Cádiz*, 11.
- [23] Sabir, S. (n.d.). *Light Weight Concrete*.
- [24] Davraz, M., Ceylan, H. and Kılınçarslan, Ş. (2015). Mechanical Performances of Artificial Aggregated Lightweight Concrete. *Acta Physica Polonica A*, 127(4), pp.1246-1250.
- [25] Sanpaolesi, L. and Formichi, P. (2009). *Calcestruzzo leggero strutturale di argilla espansa*. Italia.
- [26] Groupe de travail BFUP (2013). *Bétons fibrés à ultra-hautes performances*. France: Documents scientifiques et technique.
- [27] Bărbos, G. (2016). *Long-term Behavior of Ultra – High Performance Concrete (UHPC) Bended Beams*. *Procedia Technology*, 22, pp.203-210.
- [28] SINTEF (2012). *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) – State of the art*. OSLO
- [29] Sadeghi, M. and Habashi (2011). Ultra High Performance and High Early Strenght Concrete. *36th Conference on Our World in concrete & Structures*, CI-PREMIER PTE LTD. Singapore.
- [30] Eurocode 2 - Design of concrete structures – Design of concrete bridges – Design and detailing rules (2005). London: British Standards Institution.
- [31] Cargnino, A., Debernardi, P., Guiglia, M. and Taliano, M. (2012). Axial Shortening Compensation Strategies in Tall Buildings. A Case Study: The New Piedmont Government Office Tower. *Structural Engineering International*, 22(1), pp.121-129.
- [32] Park, H. (2003). Optimal compensation of differential column shortening in high-rise buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 12(1), pp.49-66.
- [33] Kim, H. (2015). Optimum distribution of additional reinforcement to reduce differential column shortening. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24(10), pp.724-738.
- [34] Mosley, B., Bungey, J. and Hulse, R. (2012). Reinforced concrete design to Eurocode 2. Houndmills: Palgrave Macmillan.
- [35] Torredecristal.com. (2018). *Torre de Cristal. El proyecto del edificio, una creación de Pelli Clarke Pelli*. Available at: <http://www.torredecristal.com/jsp/el-edificio-proyecto.jsp>.

- [36] Pelli, C.; Leon, E.; Ortiz, I. — Torre de Cristal. Arquitectura. Hormigón y Acero. Vol 59, nº 249, p. 61-68. Julio- septiembre 2008. ISSN 0439-5689.
- [37] Viñals, J.I.; Ruiz, A.; Reigneux, J.R. — Cimentación y estructura metálica y de hormigón de la Torre de Cristal. Un proceso constructivo de altura. Hormigón y Acero. Vol 59, nº249, p. 89-106. Julio-septiembre 2008. ISSN 0439-5689
- [38] Viñals, J.I.; Temprano, P. J. B.;Castilla, C.H. — Torre de Cristal. Proyecto de estructura de un edificio de gran altura. Hormigón y Acero. Vol 59, nº249, p. 71-87. Julio-septiembre 2008. ISSN 0439-5689

Ringraziamenti

Ringrazio il Prof. Ing. Hugo Corres per avermi dato la possibilità ed il beneficio di sviluppare questo intero percorso negli uffici di una grande realtà come FHECOR Ingenieros Consultores a Madrid. Ringrazio il Prof. Ing. Rosario Ceravolo ed il Prof. Ing. Mario Alberto Chiorino del Politecnico di Torino, l'Ing. Davide Masera di Masera Engineering Group per la loro disponibilità e per aver cercato continuamente per me l'opportunità di condurre una grande esperienza pratica. Ringrazio l'Ing. Leonardo Todisco di FHECOR, guida fondamentale nei miei mesi in azienda.

Un grazie profondo e di cuore alla mia famiglia per aver permesso tutto questo, dagli anni torinesi fino all'esperienza spagnola. Grazie a mia madre e mio padre che hanno gioito più di me ad ogni esame conquistato ed ancora grazie per la vicinanza in ogni momento di vita, anche nei meno semplici. Ancora grazie per tutte le vostre lacrime quando son salito su un treno per il Nord o quando sono stato in fila ad un gate per un altro volo, grazie per i vostri pianti di gioia ad ogni mio ritorno durante le feste. Grazie a mio fratello, per ogni cosa, dai suoi immancabili e inaspettati incoraggiamenti pre-partenza fino al suo 'occhi aperti sempre'. Grazie a mia zia, da sempre e per sempre fonte di ispirazione e grinta, per i suoi insegnamenti e i suoi saggi consigli. Che sia da sempre o che sia da 'adesso in poi', ne è valsa sempre la pena per voi. Ogni piccolo e grande sacrificio è sempre stato per voi tutti.

Grazie a chi mi è accanto da sempre e grazie a chi mi è stato accanto negli ultimi mesi di questa carriera universitaria. Grazie a chi è venuto su a Torino e grazie a chi ha superato addirittura il confine atterrando in Spagna. Grazie a 'Il Mucchietto', miei compagni di viaggio in questi due indimenticabili anni torinesi. Grazie ai miei amici di sempre, per essere rimasti realmente tali oltre le distanze.

Un pensiero ed un ringraziamento infine va ai nonni, a chi non c'è da tempo e a chi può ancora esserci, sicuramente tutti a me vicini in qualche posto nel mondo.

Grazie di cuore,

Maurizio