

ANEXO 01

ESPESOR INSUFICIENTE EN CADA UNO DE LOS NIVELES DE LAS CALZADURAS

1. Fundamento Teórico

A continuación se presenta un diagrama donde se indican las reacciones a las que está sometida una calzadura.

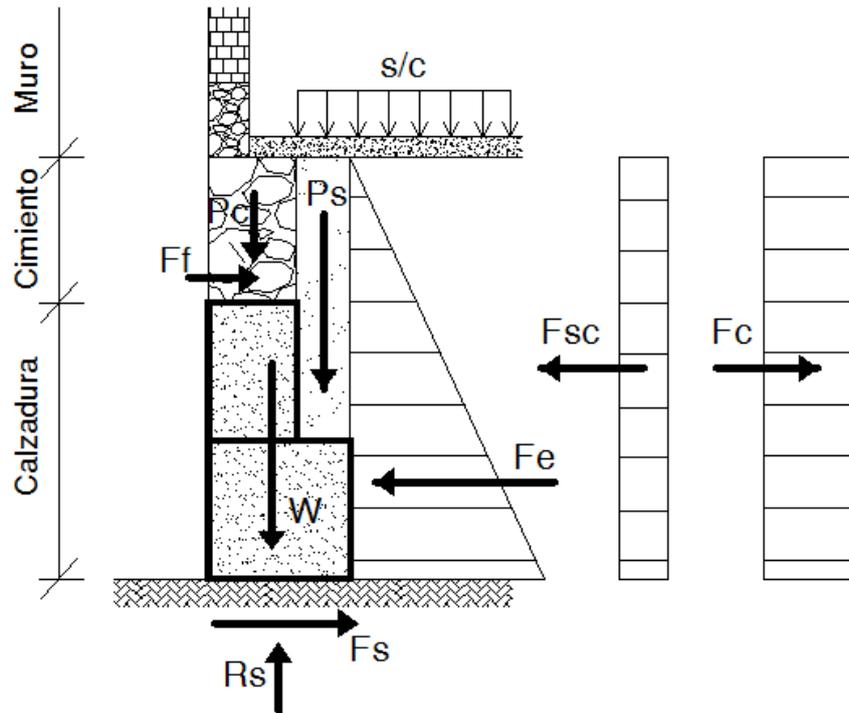


Fig. A1.1: Fuerzas que actúan sobre una calzadura.

De la figura A1.1, se describe lo siguiente:

W: Peso propio de la calzadura

Pc: Peso de la cimentación + Carga que soporta el muro

Ps: Peso del suelo por encima de la calzadura

s/c: Sobrecarga en el terreno

Rs: Reacción del suelo por debajo de la calzadura

Ff: Fuerza de fricción del cemento por encima de la calzadura

Fs: Fuerza de fricción del suelo por debajo de la calzadura

Fe: Fuerza de empuje lateral del suelo

Fsc: Fuerza de empuje generado por la sobrecarga

Fc: Fuerza de empuje negativo generado por la cohesión del suelo (si es que ésta existe)

En este caso sólo se tiene que controlar el posible deslizamiento o volteo, pues la capacidad portante de la calzadura es suficiente para resistir las cargas verticales que le afectan.

A continuación se muestra un diagrama de cuerpo libre:

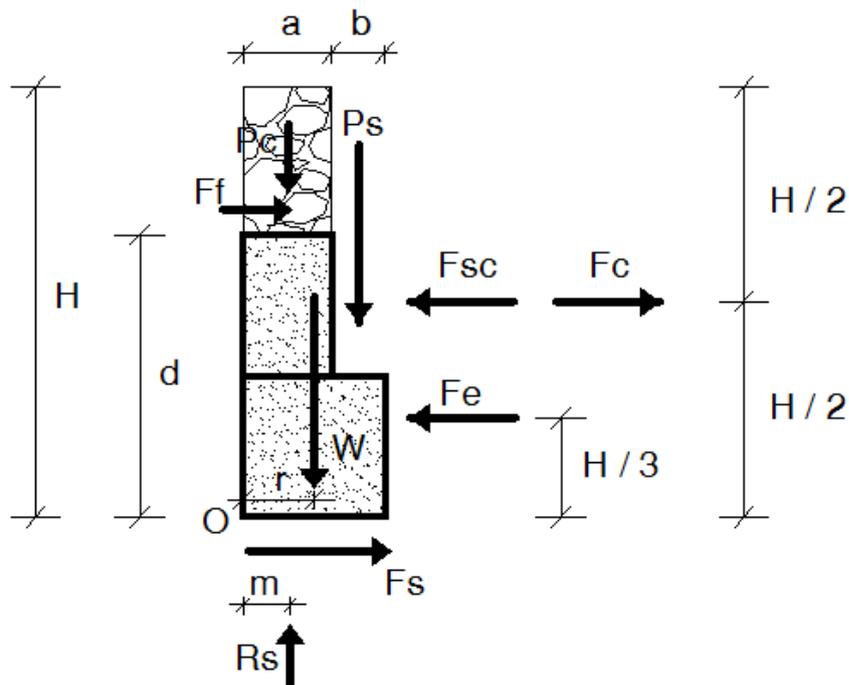


Fig. A1.2: Diagrama de cuerpo libre de una calzadura de dos niveles.

El valor de “r” es la distancia desde el punto “O” hasta el punto de paso de “W”. El valor de “m” es la distancia asumida por donde pasa la reacción del suelo, la cual es bastante incierta, lo más probable es que se aproxime al punto “O” conforme las calzaduras tiendan al vuelco, en este análisis se considerará como 1/6 del ancho de la calzadura.

Verificación por deslizamiento: $\sum F_x = 0$

$$F_s + F_f + F_c \geq F_e + F_{sc} \dots\dots\dots (I)$$

Verificación por Volteo: $\sum M_o = 0$

$$W.r + P_c.(a/2) + P_s.(a+(b/2)) + F_c.(H/2) \geq F_e.(d/3) + F_{sc}.(H/2) + R_s.(m) \dots (II)$$

En ambos tipos de verificaciones se debe asumir un factor de seguridad. Conforme se menciona en el RNE E.020 (2006), en el capítulo de Estabilidad se indica que cualquiera de las partes de la edificación debe poseer un

coeficiente de seguridad mínimo de 1.5 contra la falla por volteo, y 1.25 contra la falla por deslizamiento.

Las calzaduras no siempre son de un solo nivel, pueden ir aumentando de acuerdo al fondo de la cimentación de la nueva construcción (figura A1.3)

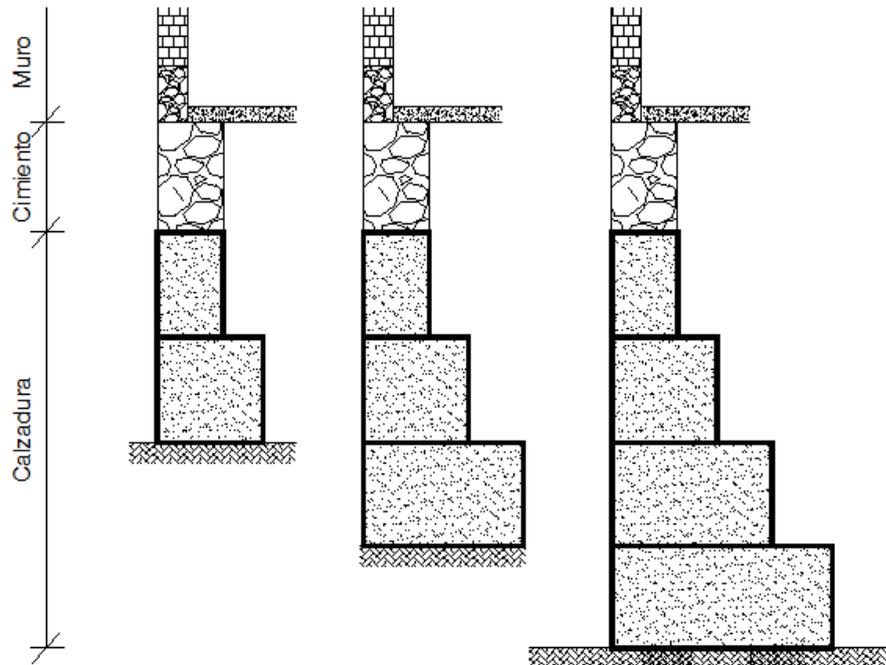


Fig. A1.3: Calzaduras con diferentes niveles

En estos casos la fuerza de empuje "Fe" es cada vez mayor, lo cual puede crear una desigualdad desfavorable en las ecuaciones (I) y (II), generando un vuelco o deslizamiento. Se debe mencionar además, que es difícil predecir lo que sucede en la interacción entre bloque y bloque.

2. Análisis del Problema

Se analizarán dos casos, cuando las calzaduras aumentan su espesor (en un 10% de su altura) conforme se va descendiendo de nivel, y cuando el espesor se mantiene constante en todo lo alto de ésta. Se asumirán también dos situaciones, cuando se protege a una casa vecina de solamente un piso, y, a un edificio de siete pisos.

En el caso de la casa de un piso el cimiento tendrá un ancho de 0.50 m y una profundidad de 0.80 m; para el caso del edificio de siete pisos el cimiento tendrá un ancho de 0.80 m y una profundidad de 1.20 m. Se tomará como ancho de calzadura una longitud $B = 1.00$ m, por lo tanto se calcularán los pesos de la construcción vecina que intervienen en ese tramo de longitud (ver Tabla A1.1).

Parámetro	Casa de 1 piso	Edificio de 7 pisos
Ancho del cimiento (m)	0.50	0.80
Profundidad del cimiento (m)	0.80	1.20
Peso del cimiento (kg)	960	2304
Peso de la edificación sin cimiento (kg)	1667	11667
Peso Total de la edificación "Pc" (kg)	2627	13971

Se asumirá que se van a requerir 3 niveles de calzadura de 1.00 m de altura cada uno, que sumado a la profundidad del cimiento resulta la profundidad total "H" de la excavación (ver Tabla A1.2).

Parámetro	Casa de 1 piso	Edificio de 7 pisos
Profundidad del cimiento (m)	0.80	1.20
Altura de las calzaduras (m)	3.00	3.00
Profundidad total de la excavación "H" (m)	3.80	4.20

El suelo que se considerará será la "grava arenosa" del Centro de Lima, el cual posee las siguientes características (Blanco, 2011):

Peso específico: $\gamma = 2200 \text{ kg/m}^3$
 Ángulo de fricción interna: $\phi = 37^\circ$
 Grado de cohesión: $c = 3000 \text{ kg/m}^2$
 Coeficiente de empuje activo del terreno: $K_a = \tan^2 (45^\circ - (\phi/2)) = 0.25$

Por la teoría de mecánica de suelos se sabe que:

$F_e = \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot B / 2$ (Fuerza de empuje lateral del suelo)
 $F_c = 2 \cdot c \cdot H \cdot B \cdot \sqrt{K_a}$ (Fuerza de cohesión del suelo)
 $F_{sc} = s/c \cdot K_a \cdot H^2 / 2$ (Fuerza de empuje que genera la sobrecarga)

La fuerza de fricción es " $\mu \cdot N$ ", donde " μ " es el coeficiente de fricción y " N " es la carga vertical.

Los coeficientes de fricción son extraídos de la siguientes tablas:

- Del Libro de Sparrow (2009)

Concreto sobre:	Coef. De Fricción " μ "
Concreto	0.65 - 0.80
Roca profunda, superficialmente limpia e irregular	0.80
Roca y algunas laminaciones	0.70
Grava y arenas gruesas	0.40
Arena	0.30
Esquistos	0.30

- Del Manual de CEMEX (2205)

Concreto sobre:	Coef. De Fricción " μ "
Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa	0.55 - 0.60
Arena limpia, fina a media. Arena limosa media gruesa. Grava limosa o arcillosa.	0.45 - 0.55
Arena limpia fina. Arena fina a medio limosa o arcillosa.	0.35 - 0.45
Limo fino arenoso. Limo fino no plástico.	0.30 - 0.35
Arcilla muy firme y dura, residual o preconsolidada.	0.40 - 0.50
Arcilla firme a medianamente firme. Arcilla limosa.	0.30 - 0.35

Se asumirá entonces:

Coeficiente de fricción entre concretos: 0.7

Coeficiente de fricción entre concreto y grava: 0.55

- Fuerza de fricción del cimiento a la calzadura
 $F_f = 0.7 \times (\text{Peso de la casa})$
- Fuerza de fricción del suelo a la calzadura
 $P_s = 0.55 \times (\text{Peso de la casa} + \text{Peso de la calzadura} + \text{Peso del suelo})$
- Fuerza de empuje de la sobrecarga
 $F_{sc} = 250 \times 0.25 \times H^2 / 2$ (se asume una sobrecarga de 250 kg/m²)

En la figura A1.4 se muestran los dos casos a analizar. La forma correcta de construir una calzadura genera un peso adicional por parte del suelo, lo mismo sucede con el peso total de la calzadura, estas resultantes se muestran en la Tabla A1.5. A las calzaduras se les considerará un peso unitario de 2400 kg/cm³.

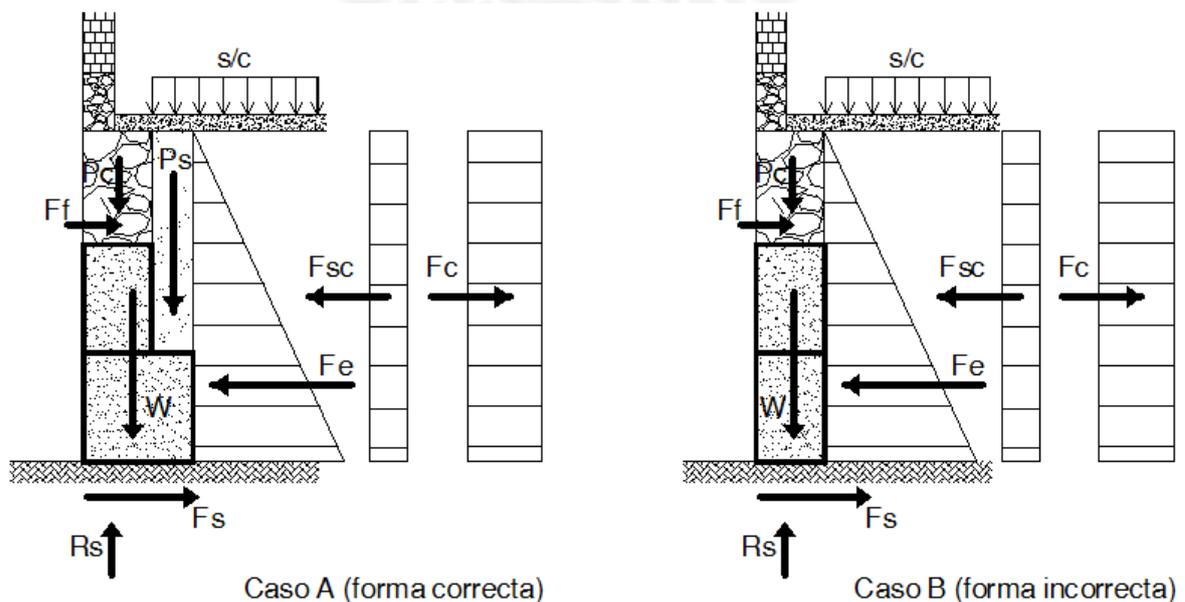


Fig. A1.4: Diagrama de cuerpo libre de las calzaduras cuando son construidas correcta e incorrectamente.

Tabla A1.5: Factores de seguridad al volteo y deslizamiento (Tipo de Suelo: Grava Arenosa del Centro de Lima)						
Parámetros			Casa de 1 piso		Edificio de 7 pisos	
			Caso "A"	Caso "B"	Caso "A"	Caso "B"
Fuerzas y/o Momentos Estabilizantes	Pc	fuerza (kg)	2627	2627	13971	13971
		brazo (m)	0.25	0.25	0.4	0.4
	Ff	fuerza (kg)	1839	1839	9780	9780
		brazo (m)	3	3	3	3
	W	fuerza (kg)	4320	3600	6480	5760
		brazo (m)	0.3	0.25	0.45	0.4
	Ps	fuerza (kg)	1012	0	1188	0
		brazo (m)	0.61	0	0.91	0
	Fc	fuerza (kg)	11368	11368	12564	12564
		brazo (m)	1.9	1.9	2.1	2.1
	Fs	fuerza (kg)	4377	3425	11901	10852
		brazo (m)	0	0	0	0
	Fuerzas Estabilizantes (kg)		6216	5264	21681	20632
	Momentos Estabilizantes (kg.m)		29685	28672	65310	63616
Fuerzas y/o Momentos Desestabilizantes	Fe	fuerza (kg)	3949	3949	4824	4824
		brazo (m)	1.27	1.27	1.4	1.4
	Fsc	fuerza (kg)	449	449	548	548
		brazo (m)	1.9	1.9	2.1	2.1
	Rs	fuerza (kg)	7959	6227	21639	19731
		brazo (m)	0.08	0.08	0.13	0.13
	Fuerzas Desestabilizantes (kg)		4397	4397	5372	5372
	Momentos Desestabilizantes (kg.m)		6517	6373	10789	10535
Factor de seguridad al deslizamiento			1.41	1.20	4.04	3.84
Factor de seguridad al volteo			4.55	4.50	6.05	6.04

Se hace el mismo ejercicio considerando que las calzaduras se ubican en un suelo arenoso con presencia (en menor proporción) de limos y arcillas, como los que generalmente se encuentran en La Molina, Chorrillos y el Callao.

Para determinar las propiedades mecánicas del suelo, como son el peso específico, ángulo de fricción interna y grado de cohesión, se tomará como base a las siguientes tablas:

- Del Libro de Torres (2008)

Tabla A1.6: Valores de ϕ y Υ para diferentes tipos de suelos		
Clase de Material	ϕ	Υ (kg/m³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1800
Arena seca	35°	1600
Arena húmeda	40°	1800
Arena saturada	25°	2000
Gravilla seca	35° a 40°	1850
Gravilla húmeda	25°	1860
Grava de cantos vivos	45°	1800
Cantos rodados	30°	1800

- Del Libro de Lopez J., Lopez L. y Moreno (1999)

Tabla A1.7: Densidades secas y ángulos de rozamiento interno de suelos granulares		
Clase de terreno	Υ (kg/m³)	ϕ
Grava arenosa	2039	35° - 45°
Arena compacta	2039	35° - 45°
Arena suelta	1733	30° - 35°
Pedraplén	1835	35° - 45°

- Del Libro de Gallarday (2005)

Tabla A1.8: Propiedades mecánicas de muestras de suelo en la zona del Callao		
# Muestra	ϕ	C (kg/m²)
Muestra 1	20°	3.1
Muestra 2	17.9°	2.1

Luego, se asumirán los siguientes valores:

Peso específico: $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
Ángulo de fricción interna: $\phi = 32^\circ$
Grado de cohesión: $c = 4 \text{ kg/m}^2$
Coeficiente de empuje activo del terreno: $K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - (\phi/2)) = 0.31$

Se ha tomado como grado de cohesión "C", 4 kg/m^2 , por estimar una cantidad acorde con la Tabla A1.8. El valor de "C" es algo que siempre se determina de un ensayo de laboratorio.

Los resultados de trabajar con estos datos se pueden ver en la Tabla A1.9.



Tabla A1.9: Factores de seguridad al volteo y deslizamiento (Tipo de Suelo: Arena, con Limo y Arcilla en menor proporción)						
Parámetros			Casa de 1 piso		Edificio de 7 pisos	
			Caso "A"	Caso "B"	Caso "A"	Caso "B"
Fuerzas y/o Momentos Estabilizantes	Pc	fuerza (kg)	2627	2627	13971	13971
		brazo (m)	0.25	0.25	0.4	0.4
	Ff	fuerza (kg)	1839	1839	9780	9780
		brazo (m)	3	3	3	3
	W	fuerza (kg)	4320	3600	6480	5760
		brazo (m)	0.3	0.25	0.45	0.4
	Ps	fuerza (kg)	828	0	972	0
		brazo (m)	0.61	0	0.91	0
	Fc	fuerza (kg)	17	17	19	19
		brazo (m)	1.9	1.9	2.1	2.1
	Fs	fuerza (kg)	4276	3425	11783	10852
		brazo (m)	0	0	0	0
	Fuerzas Estabilizantes (kg)		6115	5264	21562	20632
	Momentos Estabilizantes (kg.m)		8007	7105	38767	37271
Fuerzas y/o Momentos Desestabilizantes	Fe	fuerza (kg)	3993	3993	4878	4878
		brazo (m)	1.27	1.27	1.4	1.4
	Fsc	fuerza (kg)	555	555	678	678
		brazo (m)	1.9	1.9	2.1	2.1
	Rs	fuerza (kg)	7775	6227	21423	19731
		brazo (m)	0.08	0.08	0.13	0.13
	Fuerzas Desestabilizantes (kg)		4548	4548	5556	5556
Momentos Desestabilizantes (kg.m)		6760	6631	11108	10883	
Factor de seguridad al deslizamiento			1.34	1.16	3.88	3.71
Factor de seguridad al volteo			1.18	1.07	3.49	3.42

ANEXO 02

FIJACIÓN ERRÓNEA DE VARILLAS DE ACERO EN EL CONCRETO FRESCO O ENDURECIDO

En muchas ocasiones se requiere fijar mechas de acero en el concreto, ya sea con el fin de continuar otro elemento de concreto armado o para anclar un tabique, este procedimiento puede hacerse cuando el concreto aún está fresco o cuando ya se endureció, se detallan a continuación los problemas que suelen suceder en ambos casos.

1. Anclaje de varillas de acero en el concreto endurecido

Cuando se embuten varillas de acero en algún elemento de concreto armado ya endurecido, el error que se comete está en no saturar adecuadamente la perforación en donde ingresará el acero, lo cual induce a que la varilla no se adhiera en toda su área superficial, generándose un problema de adherencia.

Los trabajadores tienen por hábito el coger la varilla de acero y untar solamente el extremo, de tal modo que queda una especie de hisopo, luego la introducen en el orificio y los vacíos son ajustados con clavos, procedimiento totalmente incorrecto.

Puede verse en las figuras A2.1 y A2.2 las formas incorrecta y correcta de anclar las barras de acero al concreto endurecido, respectivamente.

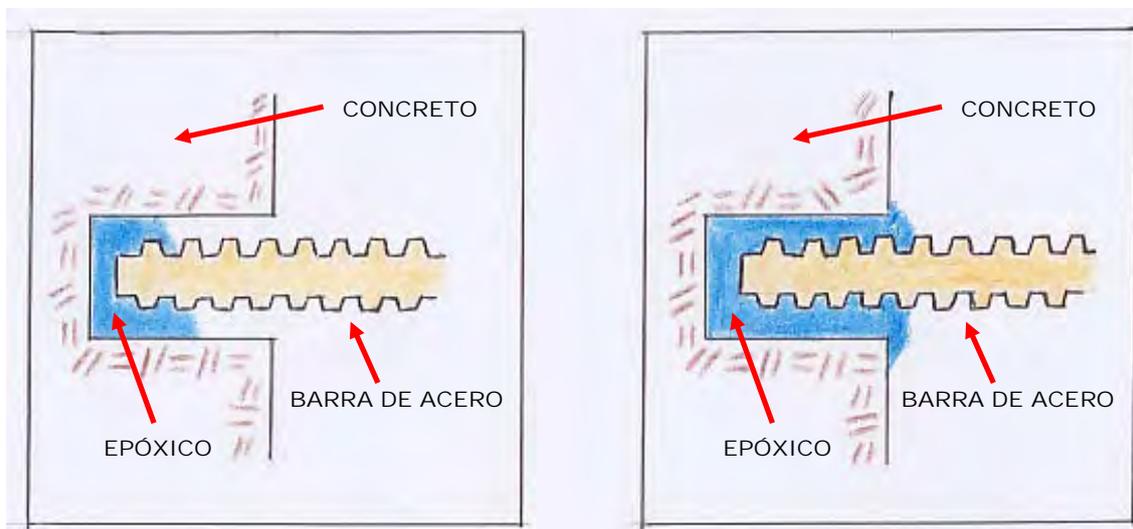
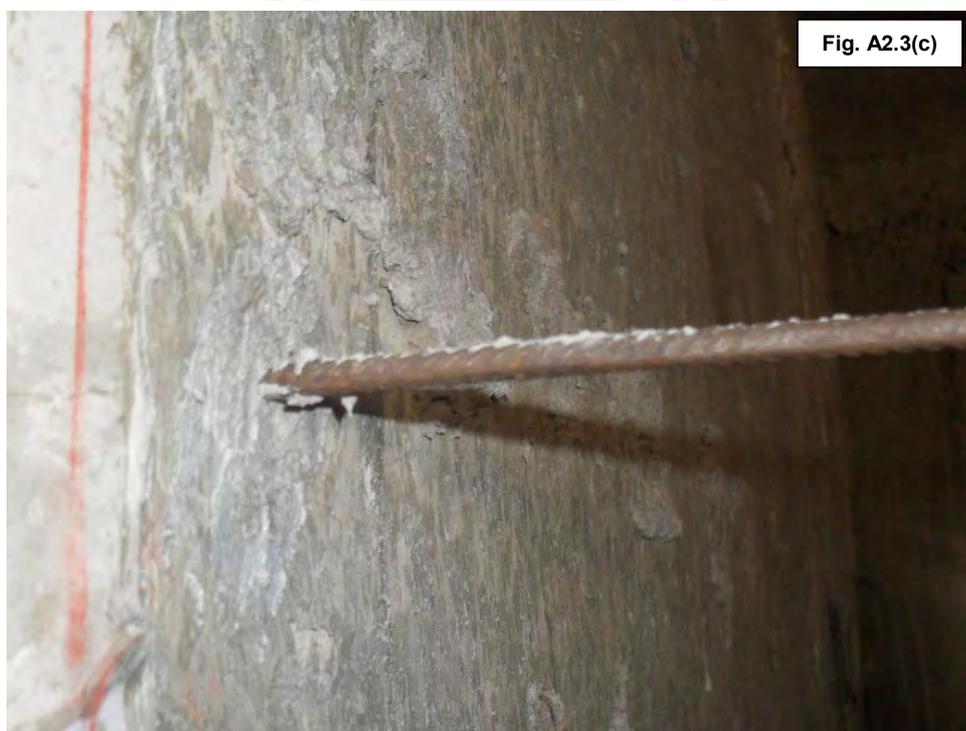
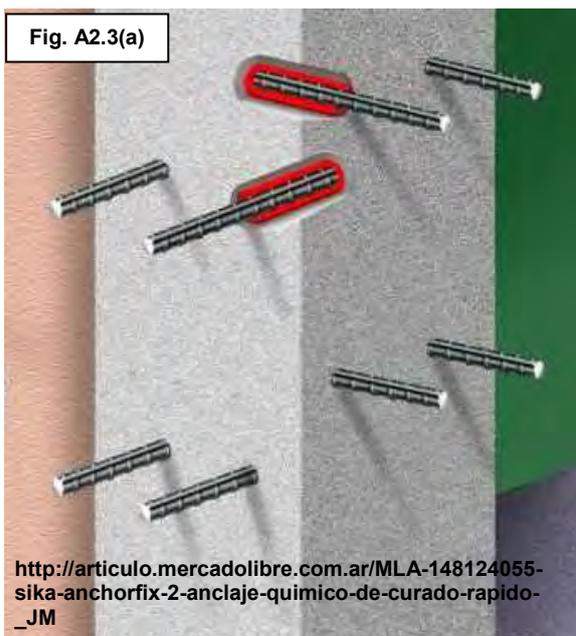


Fig. A2.1: Forma incorrecta de anclar la barra de acero al concreto, con la cavidad parcialmente saturada de epóxico.

Fig. A2.2: Forma correcta de anclar la barra de acero al concreto, con la cavidad completamente saturada de epóxico.

El procedimiento correcto es que luego de perforar el elemento, el epóxico sature completamente el interior de la perforación, de tal modo que hasta se rebalse al momento de introducir la varilla. Esto garantiza una mejor adherencia acero-epóxico-concreto. Las figuras A2.3 (a, b, c) muestran cómo debería quedar el trabajo terminado.



Figs. A2.3 (a, b, c): Barras de acero correctamente ancladas en el concreto, con la cavidad de inserción completamente saturada de epóxico.

Se debe además mencionar que a mayor superficie de contacto, la fuerza para superar el esfuerzo de adherencia también deberá ser mayor. Revisar el libro de Montalbetti, Muñoz y Torrealva (1998).

Con respecto a este tema, cabe mencionar un error que suele cometerse cuando se levanta un muro de albañilería adosado perpendicularmente a una placa de concreto, en vez de utilizar fierro corrugado para el anclaje se utiliza muchas veces alambre de construcción (figuras A2.4 a A2.6), esto impide que se desarrolle correctamente el efecto de adherencia, debido a que el acero liso genera una menor fuerza de fricción. Si bien es cierto, el RNE E.070 en el Art. 11.2.b menciona solamente “chicotes o mechas de anclaje de 6 mm de diámetro”, lo óptimo es usar el acero corrugado.



Fig. A2.5: Acercamiento de uno de los alambres de la figura A2.4.

Fig. A2.4: Alambres de construcción anclados en una placa de concreto, quedando listo para adosarse un muro de albañilería.



Fig. A2.6: Típico alambre liso de construcción (doble) inserto en una placa de concreto, para ser usado como mecha de anclaje.

2. Fijación de varillas de acero en el concreto fresco

En algunas ocasiones, el constructor deja embebidas las varillas de acero dentro de la placa de concreto y muy cerca a la superficie de la placa, de tal forma que al momento de desencofrar solamente desbasta un poco la superficie y las varillas quedan libres (ver figura A2.7).



Fig. A2.7: Varillas de acero descubiertas en una placa de concreto, embebidas en ésta cuando el concreto aún estaba fresco.



Fig. A2.8: Acercamiento de una de las varillas de la figura A2.7. Véase el estado de la placa de concreto.

Con este procedimiento se corre el riesgo de mermar demasiado la placa, pues las mechas de anclaje podrían haber quedado muy introducidas; por otra parte el acero también disminuye su elongación de rotura debido al dobléz que sufre.

Lo recomendable es perforar el encofrado y atravesarle las mechas de acero (de afuera hacia adentro) sin tener que hacerles algún dobléz, de tal modo que luego del vaciado de concreto el acero habrá quedado perfectamente adherido y sin haber agotado su ductilidad.

ANEXO 03

REDISTRIBUCIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL EN LAS VIGAS

Se analizarán tres secciones (de diferente ancho y peralte cada una), en cada sección se asumirá la misma cuantía pero diferente distribución (arreglo), las cuales se observan la figura A3.1.

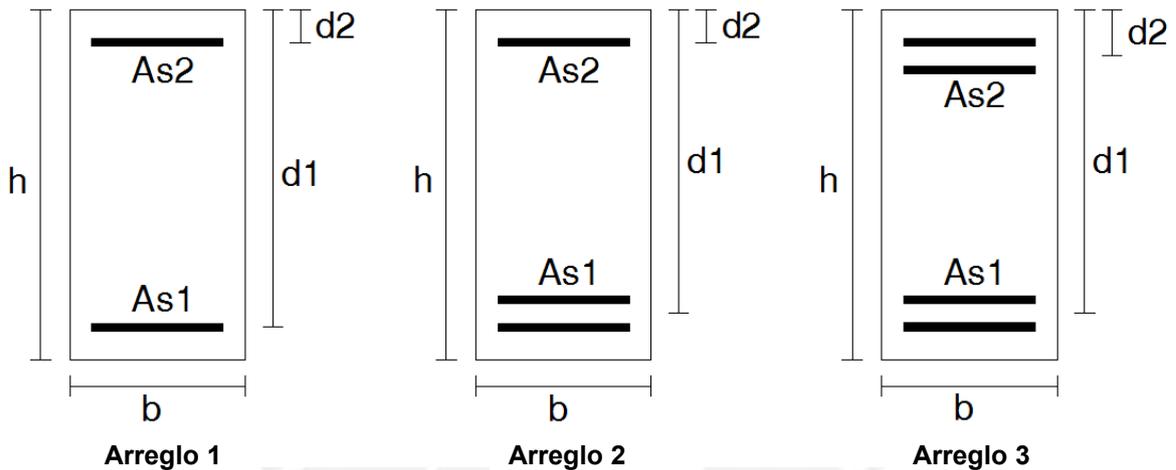


Fig. A3.1: Variantes de la distribución del acero en las tres secciones a analizar.

En todos los casos:

As1: Acero en tracción

As2: Acero en compresión

$f'c$: 210 kg/cm²

f_y : 4200 kg/cm²

β_1 : 0.85

$f's$: Resistencia del acero en compresión

c : Posición del eje neutro

a : Profundidad del bloque equivalente de compresiones

Donde:

$$a = (As1 \cdot f_y - As2 \cdot f's) / (0.85 \cdot f'c \cdot b)$$

$$c = a / \beta_1$$

a.- 1ra Sección:

Base (b): 0.50 m
 Altura (h): 0.90 m
 Acero Fibra Superior: $8 \text{ } \varnothing 1'' \rightarrow A_{s2} = 41 \text{ cm}^2$ (en compresión)
 Acero Fibra Inferior: $8 \text{ } \varnothing 1'' \rightarrow A_{s1} = 41 \text{ cm}^2$ (en tracción)

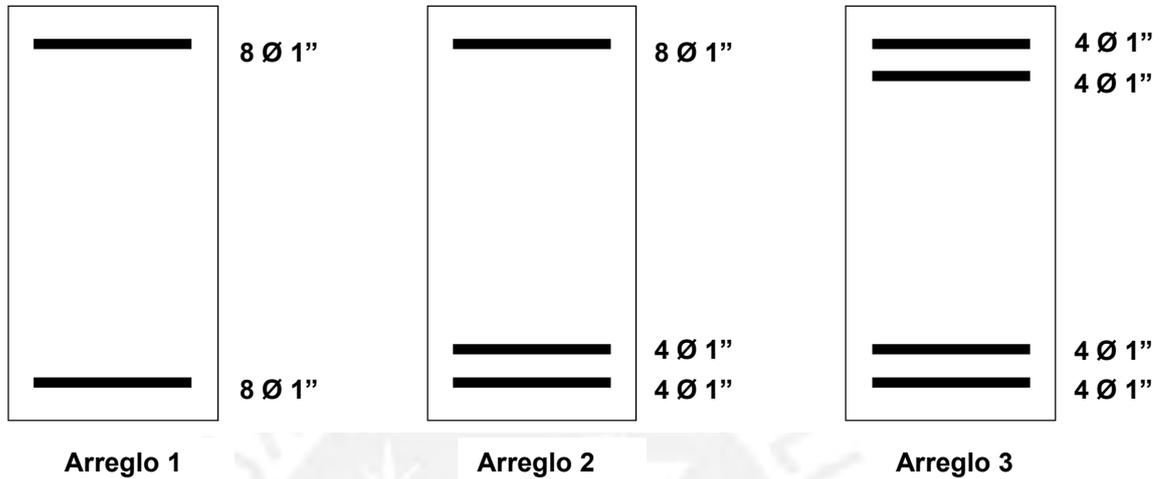


Fig. A3.2: Los tres arreglos básicos para una cuantía de 0.000182 en la primera sección a analizar.

Arreglo	b	h	d1	d2	a	c	Mn	%
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(ton.m)	
1ro	0.50	0.90	0.74	0.06	0.0839	0.0987	115.77	100%
2do	0.50	0.90	0.71	0.06	0.0839	0.0987	110.66	96%
3ro	0.50	0.90	0.71	0.09	0.10923	0.1285	105.56	91%

b.- 2da Sección:

Base (b): 0.45 m

Altura (h): 0.80 m

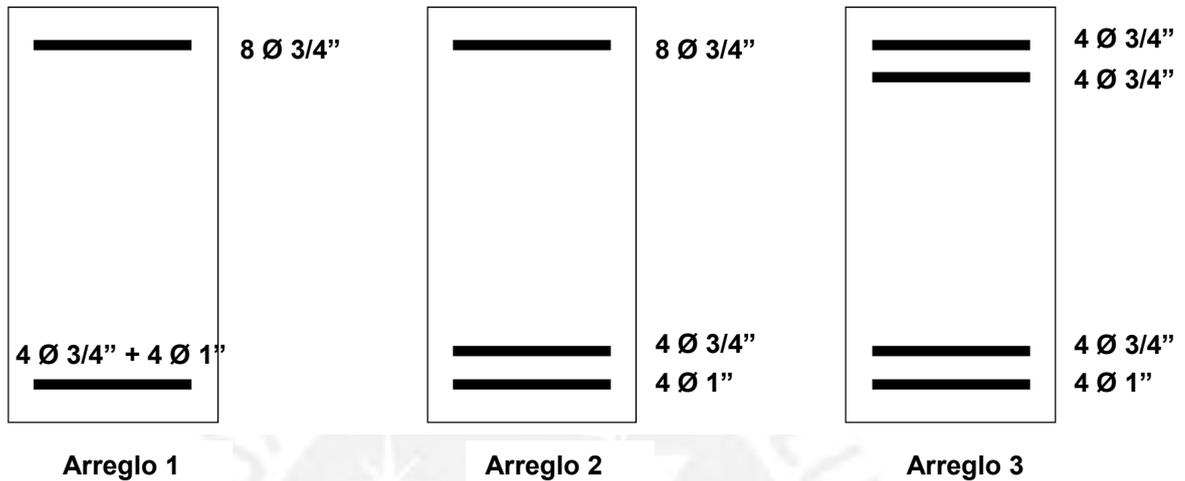
Acero Fibra Superior: $8 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4'' \rightarrow \text{As}_2 = 23 \text{ cm}^2$ (en compresión)Acero Fibra Inferior: $4 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4'' + 4 \text{ } \varnothing \text{ } 1'' \rightarrow \text{As}_1 = 32 \text{ cm}^2$ (en tracción)

Fig. A3.3: Los tres arreglos básicos para una cuantía de 0.000153 en la segunda sección a analizar.

Arreglo	b	h	d1	d2	a	c	Mn	%
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(ton.m)	
1ro	0.45	0.80	0.64	0.06	0.0909	0.1069	77.69	100%
2do	0.45	0.80	0.61	0.06	0.0909	0.1069	73.70	95%
3ro	0.45	0.80	0.61	0.09	0.1119	0.1316	72.27	93%

c.- 3ra Sección:

Base (b): 0.45 m

Altura (h): 0.60 m

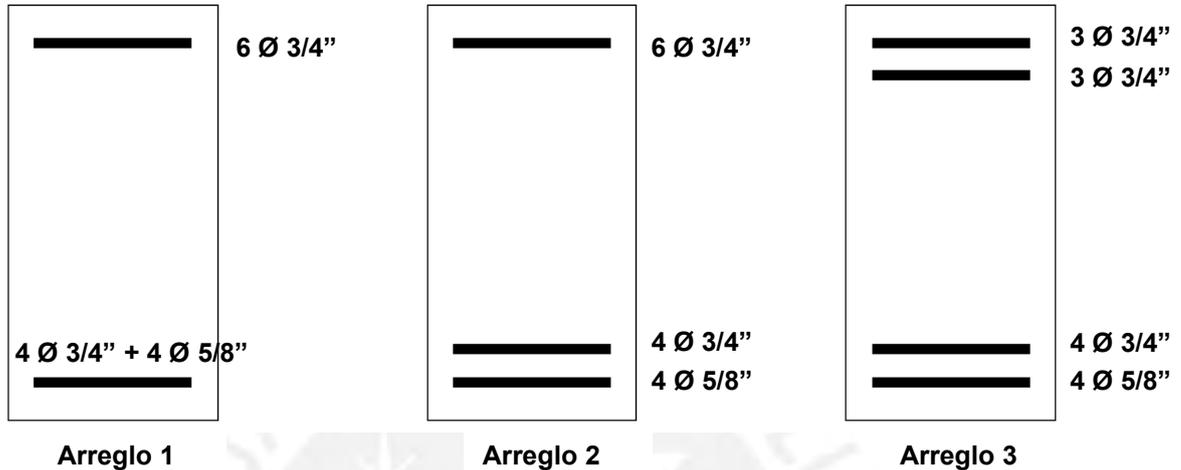
Acero Fibra Superior: $6 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4'' \rightarrow A_{s2} = 17 \text{ cm}^2$ (en compresión)Acero Fibra Inferior: $4 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4'' + 4 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' \rightarrow A_{s1} = 19 \text{ cm}^2$ (en tracción)

Fig. A3.4: Los tres arreglos básicos para una cuantía de 0.000133 en la tercera sección a analizar.

Arreglo	b	h	d1	d2	a	c	Mn	%
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(ton.m)	
1ro	0.45	0.60	0.54	0.06	0.0684	0.0805	39.19	100%
2do	0.45	0.60	0.51	0.06	0.0684	0.0805	36.75	94%
3ro	0.45	0.60	0.51	0.09	0.0864	0.1016	34.51	88%

ANEXO 04

LOSAS DE TECHO CON SOBRECARGA EXCESIVA

1. Fundamento Teórico

Conforme se menciona en el RNE E.020 (2006), las cargas vivas mínimas repartidas se presentan en la Tabla A4.1 (publicación de “El Peruano” del 09 de Junio del 2006), en la que se puede observar que para viviendas (además de corredores y escaleras) la carga viva mínima repartida es de 200 kg/m², a ello se le debe sumar la carga del contrapiso (asumiendo que aún no está hecho), y que es de 100 kg/m², en total se permitirá para el análisis una carga de 300 kg/m².

Tabla A4.1: Cargas Vivas Mínimas Repartidas. De la Norma E-020.

TABLA 1 CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS		El Perú viernes 9 de junio de 2006	
OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)		
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4	Industria	Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)	Instituciones Penales	
Bibliotecas	Ver 6.4	Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Salas de lectura	3,0 (300)	Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)	Corredores y escaleras	4,0 (400)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Lugares de Asamblea	
Centros de Educación		Con asientos fijos	3,0 (300)
Aulas	2,5 (250)	Con asientos móviles	4,0 (400)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4	Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas	Graderías y tribunas	5,0 (500)
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4	Corredores y escaleras	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Oficinas (*)	
Garajes		Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)	Salas de archivo	5,0 (500)
Para otros vehículos	Ver 9.3	Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Hospitales		Corredores y escaleras	4,0 (400)
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)	Teatros	
Cuartos	2,0 (200)	Vestidores	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Hoteles		Escenario	7,5 (750)
Cuartos	2,0 (200)	Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea	Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
Almacenaje y servicios	5,0 (500)	Corredores y escaleras	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Viviendas	2,0 (200)
		Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

2. Análisis del Problema

Se comenzará indicando la densidad o peso de los siguientes materiales:

Tabla A4.2: Pesos Unitarios de algunos materiales de construcción			
Material	Und	P.U. (kg/und)	Medidas (m)
Agregado Fino (arenas)	m ³	2000	-
Material de Desmante	m ³	2600	-
Bolsa de Cemento	bls	42.5	0.64 x 0.42 x 0.12
Ladrillo Techo	pza	7.8	0.30 x 0.30 x 0.15
Ladrillo King Kong de 18 huecos	pza	2.9	0.23 x 0.13 x 0.09
Ladrillo Pandereta	pza	2.2	0.23 x 0.11 x 0.095
Caja de Cerámicos	und	15	0.40 x 0.40 x 0.13

Se tomará uno de los ambientes de un departamento típico, por ejemplo la sala-comedor (ver figura A4.1), cuya superficie es generalmente de 18 a 22 m², promediando se tomará un área de 20 m².

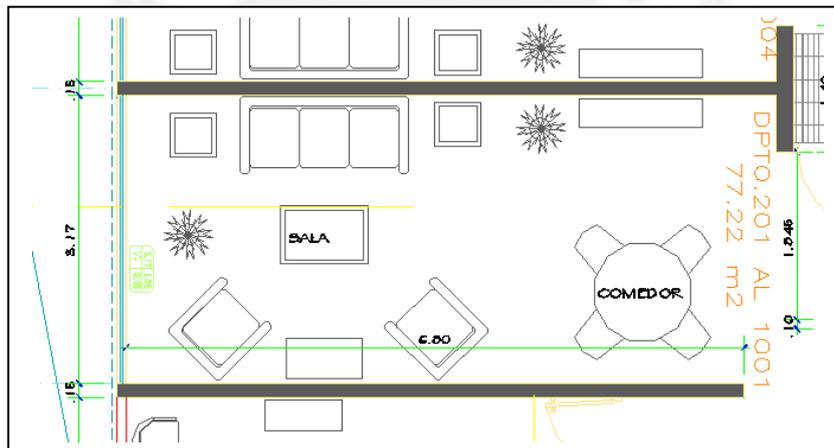


Fig. A4.1: Ambiente debidamente acotado de un típico departamento para vivienda.

Entonces la máxima carga viva permitida será: $300 \times 20 = 6000$ kg.

Agregado Fino y Desmante

El agregado fino y el desmante acumulado forman un cono con una relación "diámetro de base - altura" de 5 a 2 (ver figura A4.2). Si el diámetro es de 3.3 metros (generalmente el ancho de estas salas típicas), entonces la altura será de 1.32 metros. Por lo tanto el volumen del cono será de 3.76 m³.

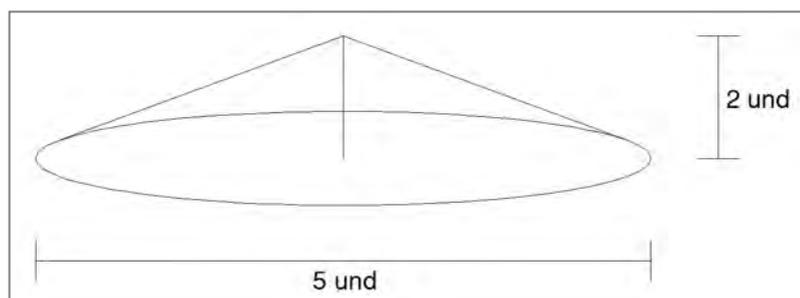


Fig. A4.2: Simulación de la forma geométrica que adopta el agregado y/o desmante cuando es desparramado sobre una superficie.

Con el agregado fino el peso sería: $3.76 \times 2000 = 7520 \text{ kg}$.

Con el desmonte el peso sería: $3.76 \times 2600 = 9776 \text{ kg}$.

Se observa que los pesos del agregado fino y desmonte rebasan la máxima carga viva permitida, y esto sin considerar que se podrían estar acumulando otros materiales en el ambiente.

Entonces, a partir de la máxima carga viva permitida se deducirán las dimensiones del cono.

Volumen del cono: $V = \pi \cdot d^2 \cdot h / 12$

Donde d: diámetro del cono, h: altura del cono

Pero $d / h = 5 / 2$

Sea $d = 5X$, $h = 2X \rightarrow V = \pi \cdot X^3 \cdot (25/6)$

En el caso del agregado fino, la densidad $\rho_1 = 2000 \text{ kg/m}^3$

$$\Rightarrow V_1 \cdot \rho_1 = 6000 \rightarrow X = 0.612, \rightarrow V_1 = 3.00 \text{ m}^3$$

Por lo tanto las dimensiones del cono serían $d = 3.06 \text{ m}$, $h = 1.22 \text{ m}$

En el caso del desmonte, la densidad $\rho_2 = 2600 \text{ kg/m}^3$

$$\Rightarrow V_2 \cdot \rho_2 = 6000 \rightarrow X = 0.561, \rightarrow V_2 = 2.31 \text{ m}^3$$

Por lo tanto las dimensiones del cono serían $d = 2.81 \text{ m}$, $h = 1.12 \text{ m}$

Bolsas de Cemento

El máximo número de bolsas de cemento a depositarse en el ambiente sería:

$$6000 / 42.5 = 142 \text{ bolsas}$$

Apiladas en capas de 2 x 10 bolsas, las cuales ocuparían unas dimensiones de 1.28 m x 4.20 m; se necesitarían como máximo 7 o hasta 8 capas de bolsas para no rebasar el límite máximo.

Ladrillos Techo de 30 x 30 x 15 cm.

El máximo número de piezas sería:

$$6000 / 7.8 = 770 \text{ piezas}$$

Las cuales hacen un volumen de 10.38 m^3 , que se podría conseguir con un grupo de 5 x 15 ladrillos ordenados hasta en 11 capas, que hacen una altura de 1.65 m.

Ladrillos King Kong de 18 huecos

El máximo número de piezas sería: $6000 / 2.9 = 2069$ piezas

Las cuales hacen un volumen de 5.57 m^3 , que se podría conseguir con un grupo de 5×30 ladrillos ordenados en 14 capas, que hacen una altura de 1.26 m.

Ladrillos Pandereta

El máximo número de piezas sería: $6000 / 2.2 = 2728$ piezas

Las cuales hacen un volumen de 6.56 m^3 , que se podría conseguir con un grupo de 5×35 ladrillos ordenados hasta en 16 capas, que hacen una altura de 1.52 m.

Caja de Cerámicos

El máximo número de cajas sería: $6000 / 15 = 400$ cajas

Las cuales hacen un volumen de 8.32 m^3 , que se podría conseguir con un grupo de 5×8 cajas ordenadas en 10 capas, que hacen una altura de 1.30 m.

Al final obtendremos el cuadro resumen siguiente:

Tabla A4.3: Cantidad máxima a almacenarse			
Material	Und	Cantidad Máxima	Almacenamiento posible
Agregado Fino (arenas)	m^3	3.00	Cono de $\varnothing=3.06\text{m}$ y $h=1.22\text{m}$
Material de Desmonte	m^3	2.31	Cono de $\varnothing=2.81\text{m}$ y $h=1.12\text{m}$
Bolsa de Cemento	bls	142	Cúmulo de $2 \times 10 \times 8$ bls
Ladrillo Techo de $30 \times 30 \times 15$	pza	770	Cúmulo de $5 \times 15 \times 11$ pzas
Ladrillo King Kong de 18 huecos	pza	2069	Cúmulo de $5 \times 30 \times 14$ pzas
Ladrillo Pandereta	pza	2728	Cúmulo de $5 \times 35 \times 16$ pzas
Caja de Cerámicos	und	400	Cúmulo de $5 \times 8 \times 10$ und

3. Observaciones y Conclusiones

Después del análisis realizado se puede concluir que en este tipo de situaciones lo recomendable es calcular el área del ambiente, y de acuerdo a la sobrecarga permitida averiguar cuánto peso puede soportar. Para ello ya se debe saber el peso de los materiales de construcción empaquetados y la densidad de los agregados. Además, se debe tener en consideración el peso del contrapiso (si es que aún no está hecho), el cual, tiene un peso aproximado de 100 kg/m^2 .

ANEXO 05

TRATAMIENTO INADECUADO DEL CONCRETO

Durante el proceso constructivo, el tratamiento del concreto es sometido a muchos errores desde la fabricación hasta la colocación, éste es un problema que se presenta durante todas las etapas de la edificación, y se describen a continuación:

5.1. Durante la fabricación

Es común apreciar durante el almacenamiento de agregados, cómo éstos se mezclan unos con otros, y esto es debido a que previamente no se preparan espacios que sirvan exclusivamente para un solo tipo de material, de tal modo que cuando llegan los camiones con diferentes agregados, son vaciados uno al lado del otro. Revisar RNE E.060, Arts. 3.3, 3.7.



Fig. A5.1: Despacho de arena gruesa encima de un montículo de piedra chancada.



Fig. A5.2: Arena gruesa y piedra chancada mezclándose cada vez más en la zona de almacenamiento.



Fig A5.3: Arena y piedra chancada, inútilmente separados por una bolsa de plástico, al final terminan mezclándose.



Fig A5.4: Intento por separar los agregados. La barricada de madera resulta insuficiente pues se aprecia filtración de arena hacia la piedra.

Otro problema que se presenta es el de la contaminación de agregados, pues no todo espacio físico resulta adecuado para recibir material de construcción, si existen desperdicios o residuos de otra naturaleza terminarán contaminando a los agregados. Ver figuras A5.5 a A5.7.

Como consecuencia de lo anterior, se corre el riesgo de que al fabricar concreto en la mezcladora, se recoja agregado mezclado con material contaminante, entonces habrá una alteración en la dosificación del concreto. Ver figura A5.8.



Fig. A5.5: Acumulación de desmonte junto a un montículo de arena fina, la cual será usada en la construcción.

Fig. A5.6: Arena fina, parcialmente contaminada con algunos desperdicios provenientes de la misma construcción.



Fig. A5.7: Piedra chancada desperdigada al pie de la construcción.



Fig. A5.8: Momentos en que un obrero de construcción recoge agregados para fabricar concreto. Nótese la tierra mezclada con la piedra chancada.

La Tabla A5.1 nos muestra las dosificaciones para fabricar concreto, generalmente usadas en obras de construcción civil, y recomendadas en el Manual de CAPECO (2004). Como se puede apreciar, la dosificación del concreto no admite la inclusión de materiales ajenos a éste.

Tabla A5.1: Proporciones usualmente utilizadas en construcciones (CAPECO, 2004)

f'c (Kg/cm ²)	a/c	Slump (pulg)	Tamaño Agregado (pulg)	Dosificación en volumen	MATERIALES POR M ³			
					Cemento (bolsas)	Arena (m ³)	Piedra (m ³)	Agua (m ³)
140	0,61	4	3/4	1 : 2,5 : 3,5	7,01	0,51	0,64	0,184
175	0,51	3	1/2	1 : 2,5 : 2,5	8,43	0,54	0,55	0,185
210	0,45	3	1/2	1 : 2 : 2	9,73	0,52	0,53	0,186
245	0,38	3	1/2	1 : 1,5 : 1,5	11,50	0,50	0,51	0,187
280	0,38	3	1/2	1 : 1 : 1,5	13,34	0,45	0,51	0,189

5.2. Durante el transporte

De acuerdo al RNE E.060 (2009), en el Art. 5.9 se recomienda que durante el transporte del concreto se debe evitar la segregación y/o pérdida de sus componentes, esto se puede dar de muchas maneras, como se describe a continuación.

En el caso del concreto pre-mezclado, en muchas ocasiones por no tener aún preparado el elemento a vaciar, el camión de la concretera debe esperar, de tal modo que se corre el riesgo de que el fraguado empiece a generar cambios importantes en el concreto.



Fig. A5.9: Camiones con concreto, esperando su turno de vaciado. En algunas ocasiones estas esperas suelen ser muy largas perjudicando la calidad del concreto.



En la figura A5.10 se aprecia a un trabajador recogiendo concreto que se ha derramado en la losa, con el fin de volverlo a vaciar a la placa encofrada. No se recomienda este procedimiento debido a que la losa ha absorbido gran parte de la humedad del concreto, alterando la relación agua/cemento, siendo esta dosificación necesaria para culminar su etapa de fraguado.

Fig. A5.10: Trabajador recogiendo desperdicios de concreto, éste será usado para terminar de vaciar la placa.

Las siguientes figuras, A5.11 (a, b, c), muestran cómo durante la ejecución de la obra, los trabajadores ingenian un método para transportar el concreto cuando la pluma de la bomba no llega hasta el elemento a vaciarse; primero se vacía el concreto sobre una superficie impermeable y luego es acarreado mediante baldes. Este procedimiento es válido si se ejecuta rápidamente, pues al no existir remoción del concreto se inicia la etapa de fraguado, por otra parte, la disminución de humedad (por evaporación) empezaría a alterar la relación agua-cemento.

Fig. A5.11(a): Acumulación de concreto premezclado en un punto de acopio. La pluma de la bomba no llega hasta el elemento a vaciarse.



Fig. A5.11(a)

Fig. A5.11(b): Recogimiento del concreto premezclado en el punto de acopio.



Fig. A5.11(b)



Fig. A5.11(c)

Fig. A5.11(c): Acarreo (desde el punto de acopio) y vaciado del concreto premezclado, todo de forma manual.

5.3. Durante la colocación

El vaciado de concreto debe ser lo más cerca posible de la ubicación final de éste, con el fin de evitar la segregación de sus componentes. Revisar RNE E.060 (2009), Art. 5.10.1.

Cuando se fabrican placas y/o columnas, el concreto es dejado caer desde alto, produciéndose segregación de los componentes de la mezcla, esta práctica se puede apreciar en las figuras A5.12 (a, b). En la figura A5.12(b) el procedimiento es aun más perjudicial, debido a que a la altura del encofrado se suma la longitud de la manguera (en posición vertical), con lo que resulta aproximadamente 5 m de caída del concreto, es de esperar que el impacto produzca segregación de agregados.



Fig. A5.12(a)



Fig. A5.12(b)

Figs. A5.12 (a, b): Concreto vaciado desde lo alto; condiciones propicias para la segregación de agregados.



Fig. A5.13: Parte inferior de una columna. Resultado de la segregación de agregados.

Otro hábito erróneo durante la colocación del concreto es no limpiar previamente los restos que han quedado en las varillas de acero debido a vaciados anteriores, esto impide que la nueva pasta de concreto se adhiera completamente al acero (figuras A5.14 (a, b, c)). Deben eliminarse todos los residuos propensos a desprenderse de las barras. Revisar RNE E.060 (2009), Art. 7.4.1.



Figs. A5.14 (a, b, c): Rebabas de concreto adheridas a las barras de acero de las columnas, como producto de vaciados anteriores.



5.4. Durante la compactación del concreto

El concreto, una vez colocado debe ser distribuido uniformemente dentro del molde del encofrado, de tal modo que mantenga todas sus propiedades después del fraguado. Para esta operación sirven de mucho los “vibradores electro-mecánicos”, que ayudan a que el concreto sature todo el interior del encofrado. Revisar RNE E.060 (2009), Art. 5.10.7.

Muchas veces se hace un mal uso de los vibradores, manteniéndolos por largo tiempo dentro de la mezcla, con la falsa idea de que esto es beneficioso, cuando al contrario, lo que se está consiguiendo es producir segregación en los materiales. Ver figuras A5.15 (a, b, c, d) y A5.16.



Figs. A5.15 (a, b, c, d): Segregación de agregados en elementos verticales debido a un mal procedimiento de compactación.



Fig. A5.16: Segregación de agregados en una sección de losa maciza.

Una de los problemas que se presentan al momento de vibrar es la alta congestión de acero, lo cual impide que el concreto pueda ocupar todo el volumen destinado al elemento (ver figuras A5.17 a A5.19). Se puede evitar esto utilizando vibradores de diámetro menor a una pulgada, y aplicando leves golpes al encofrado con un mazo de goma.

Es necesario mencionar que para zonas muy difíciles de compactar lo preferible es utilizar concretos con slump no menor a seis pulgadas, y tamaño de piedra no mayor a media pulgada, esto con el fin de conseguir una mejor trabajabilidad para el concreto. En las figuras A5.17 (a, b) y A5.18, la falta de recubrimiento hace inevitable la aparición de cangrejeras.



Fig. A5.17(a)

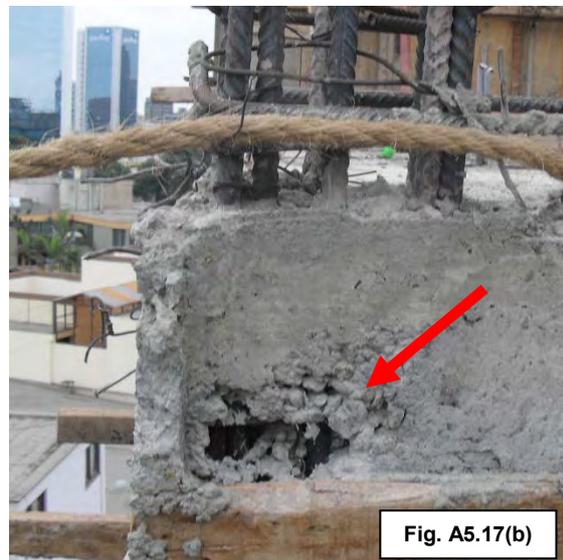


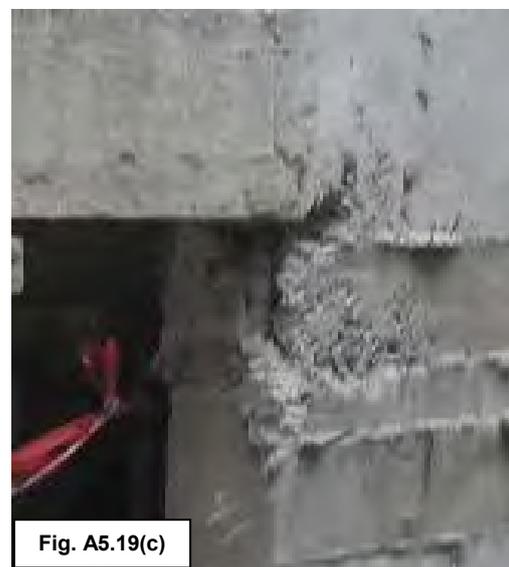
Fig. A5.17(b)

Figs. A5.17 (a, b): Cangrejera en la esquina de una losa, vista desde dos ángulos diferentes.



Fig. A5.18: Cangrejas en el núcleo de una placa (borde exterior), debido a la falta de recubrimiento de ésta.

Los encuentros entre columnas y vigas son espacios con mucha densidad de acero, en donde muchas veces no se presta la debida atención a la compactación. Como resultado se forman cavidades de aire que deforman el elemento estructural a fabricar.



Figs. A5.19 (a, b, c): Encuentro de vigas y placas, parcialmente terminadas debido a la falta de saturación de la mezcla en una zona con mucha concentración de acero

5.5. Durante el curado

La etapa del curado es muy importante, pues con esto se consigue mayor resistencia en el concreto. De acuerdo al RNE E.060 (2009), en el Art. 5.11.5 se recomienda mantener húmedos los elementos de concreto armado por al menos siete días, pero en la mayoría de los casos escasamente son curados por un día y luego abandonada esta práctica.

El curado lo que hace es contribuir con el proceso de hidratación del cemento, si se pudiera sumergir toda la edificación en agua resultaría estupendo para todos los elementos de concreto. Además de los aditivos para mejorar el curado, se recomienda utilizar exclusivamente agua potable, tal y como se menciona en el RNE E.060 (2009), Art. 3.4.1.

En las figuras A5.20 (a, b, c) se aprecia una losa recién vaciada, y cómo los trabajadores reanudan el trabajo sin haberla previamente curado. A pesar de que en esos instantes la mezcla ya no sea trabajable, ésta aún no ha endurecido del todo, y el tránsito (sobre todo si es pesado) provocará vibraciones en la losa, lo cual es perjudicial para la conexión entre sí de las partículas de cemento (proceso de fraguado).

Por lo general, el apuro por terminar los trabajos se convierte en un factor en contra del curado, pues como en el caso de la figura A5.20(c), en que todos los materiales de encofrado ya están encima de la losa recién vaciada, esparcir o rociar agua significará un fastidio en la ejecución de trabajos; a lo que muchas veces el constructor decide curar los elementos de concreto solamente una vez, y de ahí nunca más.



Fig. A5.20(a): Losa recién vaciada. Nótese a unos trabajadores efectuando la tarea del trazado.



Fig. A5.20(b): Los trabajadores habilitan el campo para encofrar las mallas de acero, sobre la losa recién vaciada.

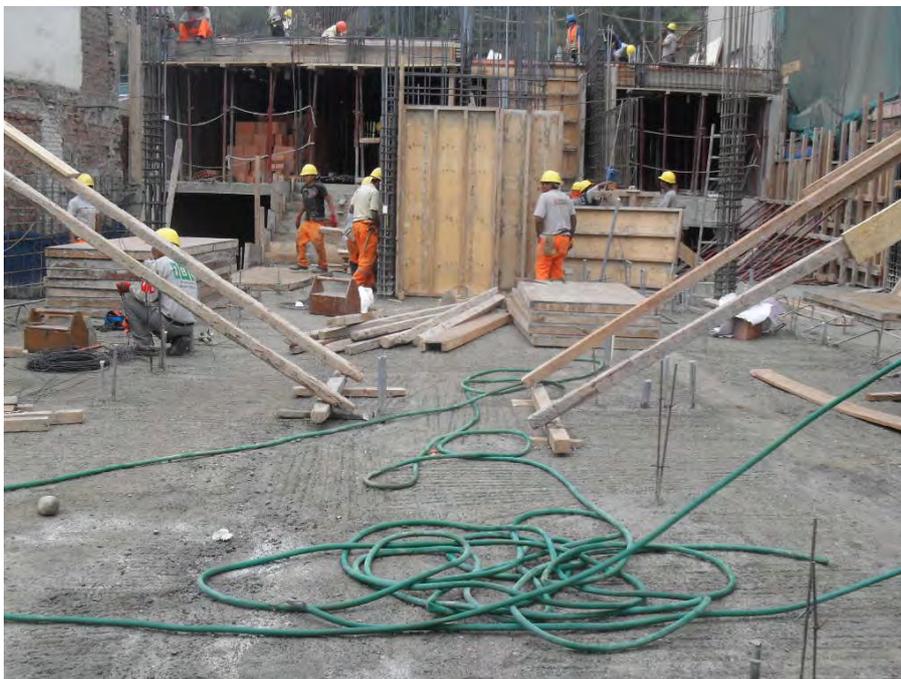


Fig. A5.20(c): Se efectúa el encofrado de placas y se empiezan a ejercer presiones y/o cargas puntuales sobre la losa con pocas horas de haber sido vaciada. Hasta aquí nadie se acordó del curado.

En la figura A5.21 se muestra de manera didáctica la evolución del fraguado y endurecimiento del cemento, fenómeno al que contribuye el curado del concreto.

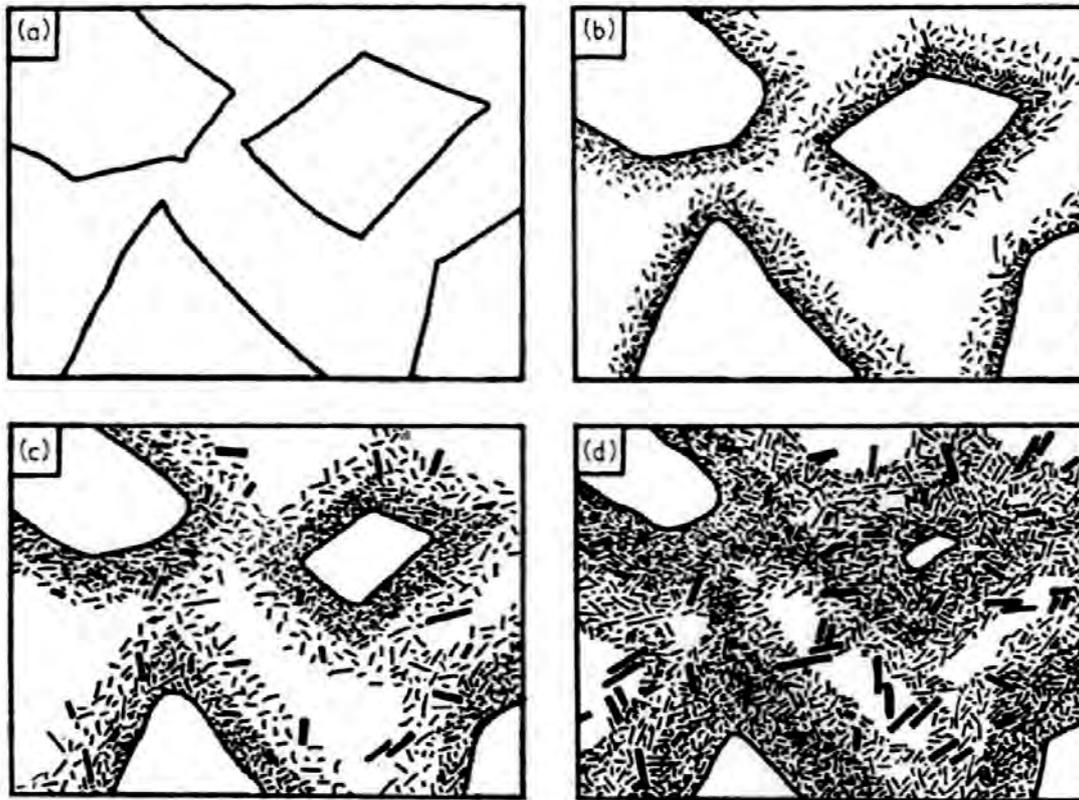


Fig. A5.21: Etapas de hidratación del cemento. Extraído del Libro de Gabalec (2008).

De la figura A5.21:

- (a): Los granos de clinker antes de reaccionar en el agua.
- (b): Minutos después, los productos de hidratación crecen hacia afuera y hacia fuera de la superficie de cada grano.
- (c): Horas después, reaccionan entre sí las capas que recubren los diferentes granos de clinker, y se vuelve un gel continuo (fraguado).
- (d): Días después se masifica el gel (endurecimiento).

ANEXO 06

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ERRÓNEOS EN ALBAÑILERÍA

En la mayor parte de los edificios multifamiliares está presente la albañilería, en este anexo se mostrará de manera gráfica algunos de los errores que se cometen durante la construcción de la albañilería, utilizando como guía de referencia a la Norma Técnica Peruana E-070 “Albañilería” (RNE E.070, 2006), y a la publicación “Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería” de San Bartolomé, Quiun y Silva (San Bartolomé, Quiun y Silva, 2011).

En la figura A6.1(a) se aprecia que la albañilería de los dos pisos superiores es de ladrillo pandereta, primero se levantaron los muros y luego se vaciaron las columnas, para al final concluir con las vigas y la losa, esto se puede deducir por lo dentado del muro, en ese caso el muro se convierte en una estructura portante, lo cual representa un riesgo para el edificio pues ningún muro portante de albañilería debe ser hecho a base de ladrillo pandereta (por ser considerado como “unidad de albañilería hueca”), este tipo de ladrillos se utiliza después de vaciar los pórticos y solo sirven para dividir ambientes.

Para muros portantes se recomiendan el ladrillo macizo o el King Kong 18 huecos (con un máximo de 30% de vacíos). Revisar RNE E.070 (2006), Arts. 3.25, 3.26, 5.3.



Figs. A6.1 (a, b): (a) Tabique de ladrillo pandereta en la función de muro portante. (b) Acercamiento.

En la figura A6.2 se aprecia a un muro de 31 hiladas, lo que significa una altura de por lo menos 3.40 m. Es recomendable incluir una viga horizontal a la mitad del muro, con esto se habría conseguido un mayor arriostre en caso de flexión por movimiento perpendicular al plano. Revisar RNE E.070 (2006), Art 29.1.



Fig. A6.2: Muro de tabiquería con déficit de arriostre horizontal.

En las figuras A6.3 a A6.5 se observan tabiques de albañilería parcialmente deteriorados debido a las instalaciones eléctricas y sanitarias, quedándose el muro con áreas reducidas, que se convierten en zonas potenciales de falla.

En las figuras A6.3 y A6.4 se aprecia que encima de donde van las válvulas de agua debería haber una viga que de algún modo evite el desprendimiento de las piezas de ladrillo, ya que el mortero no trabaja bien a tracción, y prácticamente el muro trabaja por el efecto de arco. Tampoco se aprecian columnas de amarre que arriostren a los muros, tal y como se recomienda en el RNE E.070 (2006), Art. 18.



Fig. A6.3: Tabiquería de ladrillo pandereta, desbastada en casi toda su superficie.



Fig. 6.4: Tabiquería de ladrillo pandereta, sin confinamiento en el encuentro de sus muros, y con parte de su superficie desbastada.



Fig. A6.5: Tabique cortado verticalmente por redes eléctricas y sanitarias.

En la figura A6.6 se aprecia un tabique que ha sido atravesado por un tubo de desagüe de 2" y sin ningún tipo de refuerzo alrededor del tubo. El tramo horizontal de tubo es bastante largo y aísla a la hilera de ladrillos que está por encima, quedando en estado de desprendimiento inminente ante un sismo

ligero. Además, de acuerdo al RNE E.070 (2006), en el Art. 18.1 se menciona que el muro debe estar completamente confinado por sus cuatro lados.



Fig. A6.6: Tabique cortado en dos de sus extremos de confinamiento, superior y lateral.

En la figura A6.7 se observa un par de barras de acero que tienen como fin ser la armadura de una columna de confinamiento para muros de tabiquería, sin embargo el anclaje es incorrecto pues se han perforado los ladrillos y se han ensartado ahí las varillas, al final la adhesión de las barras al concreto será nada más que en 5 cm de longitud o el espesor de la losa. Otro error muy común es anclar las barras de acero a las viguetas del aligerado (ver figura A6.8), pues la zona es muy reducida como para que se desarrolle el anclaje, y se compromete al comportamiento de la vigueta.



Fig. A6.7: Barras de una columna de arriostre ensartadas en un ladrillo techo.



Fig. A6.8: Barras de una columna de arriostre ancladas en una vigueta.



Lo que debe hacerse para conseguir un buen desempeño de la columna de arriostre es retirar el ladrillo y anclar las barras en la armadura de la losa de concreto, con el fin de que se desarrolle el anclaje mecánico. Revisar el RNE E.060 (2006), Art. 12.6.

Fig. A6.9: Barras de una columna de arriostre muy bien ancladas a un sector de losa maciza.

En la figuras A6.10(a) y A6.10(b) se aprecia una columna de confinamiento de 0.12 m x 0.20 m, armada con dos barras de 3/8", y que sirve de arriostre al borde libre del muro; las dos únicas barras de la columna de arriostre están alineadas en la misma dirección que el muro. Sin embargo, el movimiento del tabique será en dirección perpendicular al plano de éste, por lo tanto, lo recomendable es que las barras se alineen en dirección perpendicular al muro, para que la columna de confinamiento adquiera mayor momento de inercia en esa dirección (ver figuras A6.11(a), A6.11(b)).



Fig. A6.10(a)



Fig. A6.10(b)

Figs. A6.10 (a, b): (a) Armadura de columna de confinamiento alineada en dirección paralela al muro de tabiquería que arriostra. (b) Acercamiento.



Fig. A6.11(a)



Fig. A6.11(b)

Figs. A6.11 (a, b): (a) Armadura de columna de confinamiento alineada en dirección perpendicular al muro de tabiquería que arriostra. (b) Acercamiento.

En la figuras A6.12(a) y A6.12(b) se observa a un trabajador transportando los ladrillos de manera incorrecta, luego de colocarlos en el bugui los vacía sin ningún cuidado en el balde del winche, mientras que, quien recibe este material (figura A6.12(c)) realiza la misma operación, dejando caer los ladrillos, los cuales podrían resquebrajarse por el impacto. Cuando el transporte es manual, como es el caso, los ladrillos deben ser removidos pieza por pieza, con esto se garantiza su integridad hasta el momento de la colocación.



Fig. A6.12(a)

Fig. A6.12(a): Trabajador transportando ladrillos en un bugui.



Fig. A6.12(b)

Fig. A6.12(b): Trabajador vaciando ladrillos en el balde de un winche.



Fig. A6.12(c)

Fig. A6.12(c): Recepción de los ladrillos en el otro extremo del winche; también son dejados caer sin ninguna medida de control.

La fisura que se observa en la figura A6.13 marca el límite entre dos muros de tabiquería hechos en diferentes momentos; el muro de la parte superior se construyó sin hacer previamente una viga, y en todo lo largo de los muros tampoco existe una columna de arriostre, para contrarrestar la flexión.



Fig. A6.13: Fisura producto de la interacción entre dos muros de tabiquería construidos en diferentes momentos.