



Инструкция по проектиро- ванию из блоков Lammi ЕМН-350 и LL-400



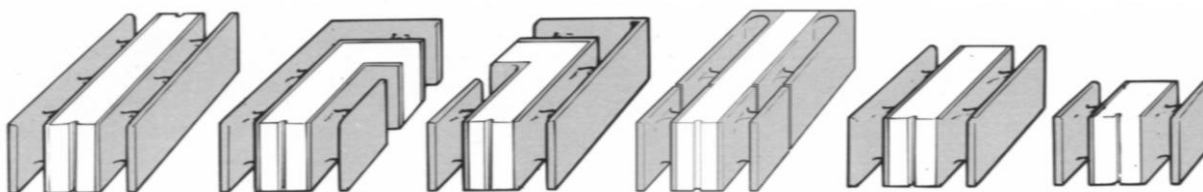
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ**2. СВОЙСТВА БЛОКОВ****3. РАЗМЕРНАЯ СИСТЕМА****4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА****5. НАГРУЗКИ****6. МАТЕРИАЛЫ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ****7. РАСЧЕТ СТЕНЫ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ****7.1 Вертикальная нагрузка без горизонтальной нагрузки****7.2 Вертикальная и ветровая нагрузки****7.3 Вертикальная нагрузка и изгибающий момент****7.4 Колонны****8. РАСЧЕТ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ****8.1 Расчетные таблицы для расчета подпорной стены****8.2 Соединение подпорной стены с фундаментом, альтернативный способ****9. РАСЧЕТ ПЕРЕМЫЧЕК****9.1 Общие сведения****9.2 Неармированная перемычка****9.3 Армированная перемычка****9.4 Перемычка, армированная профилем****10. ПРОЧНОСТЬ НА МЕСТНОЕ СЖАТИЕ****11. МИНИМАЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ****12. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ****13. ОГНЕСТОЙКОСТЬ****14. ЗАКЛЮЧЕНИЕ****ПРИЛОЖЕНИЯ**

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Данная Инструкция распространяется только на изделия фирмы Lammin Betoni Oy - блоки EMH-350 и LL-400. При производстве, контроле качества и испытаниях соблюдаются требования стандартов Финляндии SFS 5212, SFS 5213 и SFS 5692. Качество продукции контролируется SFS-Inspecta Sertifiointi Oy.

2. СВОЙСТВА БЛОКОВ

Стеновые блоки Lammi имеют размеры 600x350x200 мм (Рис.1) или 600x400x200 мм и весят 25 - 30 кг. Стеновые блоки представляют собой так называемые сэндвич-блоки и состоят из пустотных бетонных оболочек (2x116 мм) и внутреннего слоя теплоизоляции (118 мм или 167 мм). Бетонные оболочки и теплоизоляционная вставка соединяются вшип.



350/400	УГЛОВОЙ	УГЛОВОЙ	ТОРЦЕВОЙ	2/3	1/3
600x350x200	550x350x200	550x350x200	600x350x200	400x350x200	200x350x200
600x400x200	600x400x200	600x400x200	600x400x200	400x400x200	200x400x200
29 кг	28 кг	28 кг	30 кг	19 кг	10 кг

Рис. 1. Стеновые блоки Lammi. Угловые блоки переворачиваются в нужном направлении. Дробные блоки выполняются длиной 600 мм и на стройплощадке распиливаются

Стеновые блоки Lammi изготавливаются из морозостойкой жесткой бетонной массы. Прочность бетонной массы 30 МН/м². Теплоизоляция - Неорог. В качестве заполнителя в бетонной массе используется керамзитовый гравий, уменьшающий вес блоков. В таблице 1 представлены свойства стеновых блоков.

Таблица 1. Свойства стеновых блоков

Расход блоков	8.33 шт./м ²
Расход бетона	125 л/м ²
Бетон замоноличивания прочность пластичность размер гранул	К 30-2 (В25) 0...1 сVb+ max 8-16 мм
Арматура	A500 HW (A500C)
Вес стены	530 кг/м ²
Коэф. теплопровод.	0,25 и 0,17 Вт/м ² град.
Звукоизоляция	R _w 51 дБ
Противопожарные свойства	Класс А

3. РАЗМЕРНАЯ СИСТЕМА

При проектировании стен из стеновых блоков Lammi используют модульное измерение. Осевые линии располагаются всегда на наружной или внутренней стороне стены. **Стена из теплоблоков рассчитывается модулями 2М (200 мм) в вертикальном и горизонтальном направлениях, также как и ширина и расположение проёмов.** Расположение края проёма от внутреннего угла тоже кратно 2М. Перевязка кладки равна 2М. Здание, по мере возможности, измеряется модулями 2М с целью минимизации разрезания блоков во время строительства. На Рис.2 показано расположение стены относительно осевой линии.

В перпендикулярных стенах, выполняемых из блоков EMH-350 размерная система не соответствует 2М-модулю из-за несимметричности формы.

Горизонтальные размеры дверных и оконных коробок должны быть пх200-20 мм, а вертикальные размеры пх200-30 мм

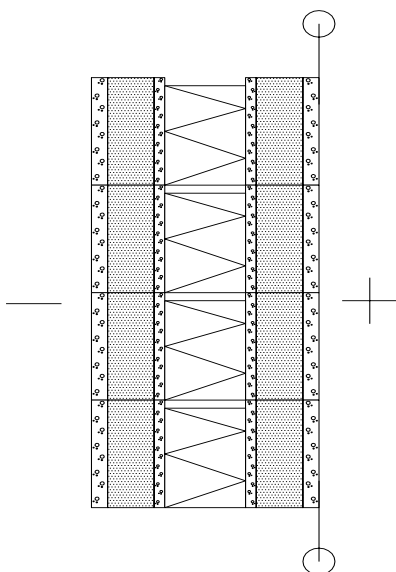


Рис.2 Расположение стены относительно осевой линии.

4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

Проектирование из блоков Lammi основано на пределе прочности и пределе деформации теории упругости. В расчете используются номинальные размеры. В поперечных сечениях берутся во внимание только монолитные части стены с понижающими коэффициентами.

Стена из блоков рассчитывается отдельно как на вертикальные, так и на горизонтальные нагрузки и их одновременное воздействие. Также выполняется проверка несущей способности стены на воздействие снеговой и ветровой нагрузок на основе действующих норм проектирования.

В стене, выполненной из блоков, обе половины стены работают вместе как несущая конструкция. Изоляция передает часть горизонтальной нагрузки на внутреннюю часть конструкции.

5. НАГРУЗКИ

Нагрузки, действующие на стену, определяются согласно нормам проектирования. Нагрузки, воспринимаемые стеной в верхней части от нагрузок наружной и внутренней частей могут рассматриваться как центральнодействующая равнодействующая в нижней части стены.

6. МАТЕРИАЛЫ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

В Таблицах 2 и 3 представлены свойства бетонов и арматурной стали

Таблица 2. Расчетные сопротивления бетона

Бетон		
блок замоноличивание		B25 B25
Сопротивление сжатию нормативное расчетное	$f_{ck} = 0,6 K$ f_{cd}	18 МПа 9 МПа
Сопротивление растяжению нормативное расчетное	$f_{ctk} = 0,15 K^{2/3}$ f_{ctd}	1,45 МПа 0,72 МПа
Коэф. упругости	E_c	27400 МПа
Коэф. надежности	γ_c	2,0

Таблица 3. Расчетные сопротивления стали

Арматура		A 500 C
Нормативное	f_{yk}	500 МПа
Расчетное	f_{yd}	417 МПа
Коэф. упругости	E_s	200000 МПа
Коэф. надежности	γ_s	1,2

7. РАСЧЕТ СТЕНЫ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКИ

7.1 Вертикальная нагрузка без горизонтальной нагрузки

Стена рассчитывается по методу предельных напряжений. Или только внутренняя часть или обе части стены работают как конструкция, воспринимающая вертикальную нагрузку.

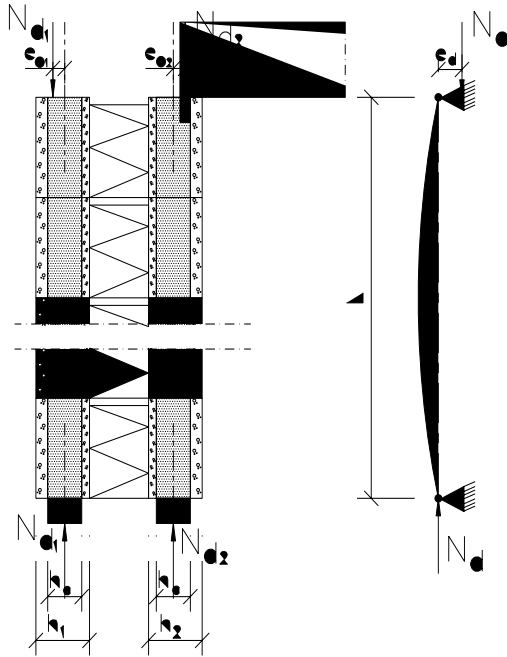


Рис. 3. Статическая модель стены и эксцентриситет вертикальной нагрузки

При опертых верхнем и нижнем концах стены и при действии вертикальной нагрузки в одной или в обеих частях стены расчетная длина стержня определяется:

$$L_c = k_c \cdot L$$

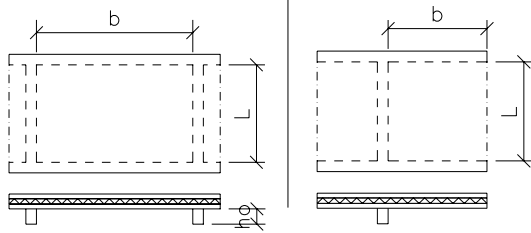
где L – свободная высота стены
 k_c – из таблицы 4.

Вертикальная конструкция может рассматриваться как достаточно жесткая для опоры стены если ее размер, перпендикулярный поверхности стены не меньше $h_o \geq 2,5 h = 360$ мм, где h – расчетная толщина стены, полученная из приведенной ниже формулы.

Если рассматривать части стены как связанную конструкцию посредством теплоизоляции и работающие совместно, то можно толщину стены, представленную в таблице 4 определить по формуле:

$$h = \sqrt[3]{h_1^3 + h_2^3} = 141 \text{ мм}$$

где $h_1 = 113$ мм и $h_2 = 113$ мм - толщины оболочек стены.

Таблица 4. Коэффициент k_c 

	Две опоры $b/h < 30$ ($b < 4,2$ м)	Одна опора $b/h < 15$ ($b < 2,1$ м)
b/L		
0,3	0,2	0,5
0,5	0,3	0,7
0,7	0,5	0,8
1,0	0,6	0,9
1,5	0,8	1,0
2,0	0,9	1,0
>2,0	1,0	1,0

Размер b – свободное расстояние между опорными конструкциями (две опоры) или свободное расстояние от опоры до края стены (одна опора). Размер L – свободная высота стены.

Если $b/h < 30$ (две опоры) или $b/h < 15$ (одна опора), то $k_c = 1,0$.

В расчете используется расчетная длина L_c .

Стена рассматривается как стержень с шарнирными креплениями на обоих концах и их перемещения ограничены. В расчете учитывается эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки в верхней части стены $e_o = 10 - 35$ мм и случайный эксцентриситет $e_a = 0,05 h = 6$ мм. В нижней части стены предполагается, что усилие действует центрально.

Расчетный эксцентриситет

$$e_d = e_a + e_o = 0,05 h + e_o$$

Несущая способность стены на восприятие вертикальной нагрузки определяется по формуле:

$$N_{uo} = \frac{1 - 2 \cdot \frac{e_d}{h_c}}{1 + 0,001 \cdot \left(\frac{L_c}{h} \right)^2} \cdot b \cdot h_c \cdot f_{cd}$$

где:

$b = 1$ м длины стены

$h_c = 72$ мм толщина одной части стены

f_{cd} - расчетное сопротивление бетона

$$N_c = b \cdot h \cdot f_{cd} = 648 \text{ кН/м}$$

Данную формулу можно использовать в случае когда $L_c/h \leq 25$. Если L_c/h больше этого значения, несущую способность следует определять более точными методами.

В случае действия вертикальной нагрузки с эксцентриситетом $e_o > 25$ мм, армирование стены должно быть не менее $\varnothing 8$ шаг 400 ($A_s = 126 \text{ мм}^2/\text{м}$). В таблицах 5 и 6 представлены расчетные несущие способности соответственно неармированной и армированной внутренней части стены N_{uo} (кН/м) на действие вертикальной нагрузки без учета действия горизонтальной нагрузки. Если обе части стены работают как несущая конструкция, воспринимающая вертикальную нагрузку, то значения несущей способности таблиц 5 и 6 следует умножить на 2.

Таблица 5. Несущая способность N_{uo} (кН/м) неармированной внутренней части стены без учета горизонтальной нагрузки.

e_o – нормативный эксцентриситет и e_d расчетный эксцентриситет.

e_o (мм)	0	5	10	15	20	25
e_d (мм)	6	11	16	21	26	31
Арматура						
$A_s \text{ мм}^2/\text{м}$						
L_c (м)	N_{uo} кН/м					
1,8	471	393	316	238	161	83
2,0	456	381	306	231	156	81
2,2	441	368	296	223	150	78
2,4	425	355	285	215	145	75
2,6	409	342	274	207	140	72
2,8	393	328	264	199	134	70
3,0	360	304	243	179	115	53
3,2	341	285	226	165	104	48
3,4	322	267	210	152	95	44
3,6	303	250	195	140	87	39

Таблица 6. Несущая способность N_{uo} (кН/м) центральноармированной внутренней части стены без учета горизонтальной нагрузки

e_o – нормативный эксцентриситет и e_d расчетный эксцентриситет.

Центральная арматура $\varnothing 8$ ш 400 $A_s = 126 \text{ мм}^2/\text{м}$

e_o (мм)	0	5	10	15	20	25	30	35
e_d (мм)	6	11	16	21	26	31	36	41
L_c (м)	N_{uo} (кН/м)							
1,8	476	414	340	262	199	155	126	104
2,0	460	397	326	251	189	147	120	101
2,2	442	380	310	238	177	137	112	95
2,4	425	362	293	223	165	126	103	88
2,6	409	343	275	207	152	115	94	80
2,8	393	328	264	199	139	105	85	74
3,0	364	304	243	179	127	95	78	67
3,2	344	285	226	165	116	86	70	61
3,4	324	267	210	152	106	78	64	56
3,6	304	250	195	140	97	72	58	51

4,0	267	215	163	117	81	60	49	43
4,4	235	187	141	100	69	51	41	36
4,8	207	163	122	86	59	43	35	31
5,2	183	143	107	75	51	37	30	26
5,6	162	127	94	65	45	33	26	23
6,0	145	113	83	58	39	28	23	21

7.2 Вертикальная и ветровая нагрузки

В Таблице 7 представлена несущая способность внутренней части стены при действии вертикальной нагрузки N_u (кН/м) с эксцентриситетом и ветровой нагрузки $q_{wd} = 0,8 \text{ кН/м}^2$.

Таблица 7. Несущая способность N_u (кН/м) внутренней части стены при совместном действии вертикальной и ветровой нагрузок.

e_o – нормативный эксцентриситет и e_d расчетный эксцентриситет.

M_{wd} – момент от действия ветровой нагрузки.

Неармированная стена						
e _o (мм)	0	5	10	15	20	M _{wd} (кНм/м)
e _d (мм)	6	11	16	21	26	
L _c (м)	N _u кН/м					
1,8	465	386	306	225	140	0,16
2,0	448	371	294	214	127	0,20
2,2	430	356	280	201	111	0,24
2,4	412	340	265	187	82	0,29
2.6	394	323	250	172		0,34
2,8	374	305	234	153		0,39
3,0	336	274	203			0,45
3,2	311	248	173			0,51
3,4	286	220	130			0,56
3,6	258	188				0,65

Центральноармированная стена Ø 8 шаг 400									
e _o (мм)	0	5	10	15	20	25	30	35	M _{wd} (кНм/м)
e _d (мм)	6	11	16	21	26	31	36	41	
L _c (м)	N _u кН/м								
1,8	470	407	333	256	192	150	122	102	0,16
2,0	451	387	315	241	178	137	113	95	0,20
2,2	430	367	296	222	162	124	101	87	0,24
2,4	412	345	274	202	144	109	90	78	0,29
2.6	394	323	250	180	125	94	79	69	0,34
2,8	374	305	234	156	105	80	68	60	0,39
3,0	337	274	203	131	86	68	59	52	0,45
3,2	311	248	173	105	68	57	50	45	0,51

3,4	286	220	143	75	54	47	43	39	0,56
3,6	258	188	108	52	45	40	36	33	0,65
4,0	196	44	37	33	30	28	25	24	0,80
4,4	28	25	23	21	19	18	17	16	0,97
4,8	15	14	13	12	12	11	10	10	1,15

7.3 Вертикальная нагрузка и изгибающий момент

При воздействии на стену вертикальной нагрузки и изгибающего момента несущая способность стены определяется по формуле:

$$N_u = N_{uo} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{M_d}{N_d \cdot h_c} \right)$$

Значения $N_d \leq 50$ кН/м проверяются дополнительно (под кривой в нижней части рис.4)

$$M_d \leq M_r + N_d \cdot \left(e_d - \frac{h_c}{6} \right)$$

где:

$$M_r = f_{ctd} W_c = 0,63 \text{ кНм/м.}$$

W_c – момент сопротивления изгибу поперечного сечения стены.

На Рис.4 представлена зависимость расчетной длины L_0 неармированной стены от совместного действия вертикальной нагрузки и момента. На горизонтальной оси показаны расчетные значения момента M_d от горизонтальной, например ветровой, нагрузки. При получении кривых графика приняты во внимание эксцентриситеты $e_a = h/20$ и $e_o = 10$ мм приложения нагрузки в верхней части стены. Если нагрузка действует с эксцентриситетом больше 10 мм, следует учесть его значение в расчете при определении момента M_d .

Значения комбинации момент-вертикальная сила (M_d , N_d) должны быть в пределах кривых графика.

На Рис.5 представлены соответствующие графики зависимости для армированной стены. Центральная вертикальная арматура $\varnothing 8$ шаг 400.

Пример использования графиков Рис. 4 и 5:

Высота или расчетная высота стены $L_0 = 2,4$ м. Расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей на стену $N_d = 100$ кН/м. Эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки в верхней части стены $e_o = 15$ мм. Стена воспринимает изгибаю-

щий момент $M_{wd} = 0,29 \text{ кН/м}$ от действия ветровой нагрузки $q_{wd} = 0,4 \text{ кН/м}^2$. Учитываемый случайный эксцентриситет $e_a = h/20 = 6 \text{ мм}$ и эксцентриситет от действия нагрузки $e_o = 10 \text{ мм}$. Фактический эксцентриситет приложения нагрузки на 5 мм больше учтенного при составлении графиков, поэтому он принимается во внимание для увеличения значения момента от горизонтальной нагрузки. Тогда расчетное значение момента:

$$M_d = M_{wd} + N_d A(e_o - 10)/1000 = 0,79 \text{ кНм/м}.$$

Из графика видно, что значению вертикальной нагрузки $N_d = 100 \text{ кН/м}$, действующей на стену высотой 2,4 м соответствует момент $M_u = 1,03 \text{ кНм/м} > M_d$. Моменту $M_d = 0,79 \text{ кНм/м}$ соответствует вертикальная нагрузка $N_u = 220 \text{ кН/м} > N_d$. Комбинация $(N_d; M_d) = (100; 0,79)$ находится в зоне, ограниченной кривой L_0 . Таким образом можно сделать вывод, что стена выдержит нагрузку больше приложенной.

Если минимальное значение вертикальной нагрузки, взятое без учета полезной и постоянной нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_g = 0,9$ составляет $N_d = 40 \text{ кН/м}$, то расчетное значение момента равно:

$$M_d = 0,29 + 40 \cdot 0,005 = 0,49 \text{ кНм/м}.$$

Вертикальной нагрузке $N_d = 40 \text{ кН/м}$ соответствует изгибающий момент $M_u = 0,54 \text{ кНм/м}$, т.о. сопротивление стены изгибу достаточно.

7.4 Колонны

Из блоков можно выполнять колонны с меньшей стороной поперечного сечения 400 мм. В коттеджах и аналогичных небольших зданиях этот размер может быть 200 мм.

Несущую способность на сжатие получаем из Таблицы 5, умножив его на показатель $b/1000$, где b – размер сечения колонны в продольном направлении. При значении размера меньше 400 мм следует умножить полученное значение несущей способности на 0,5.

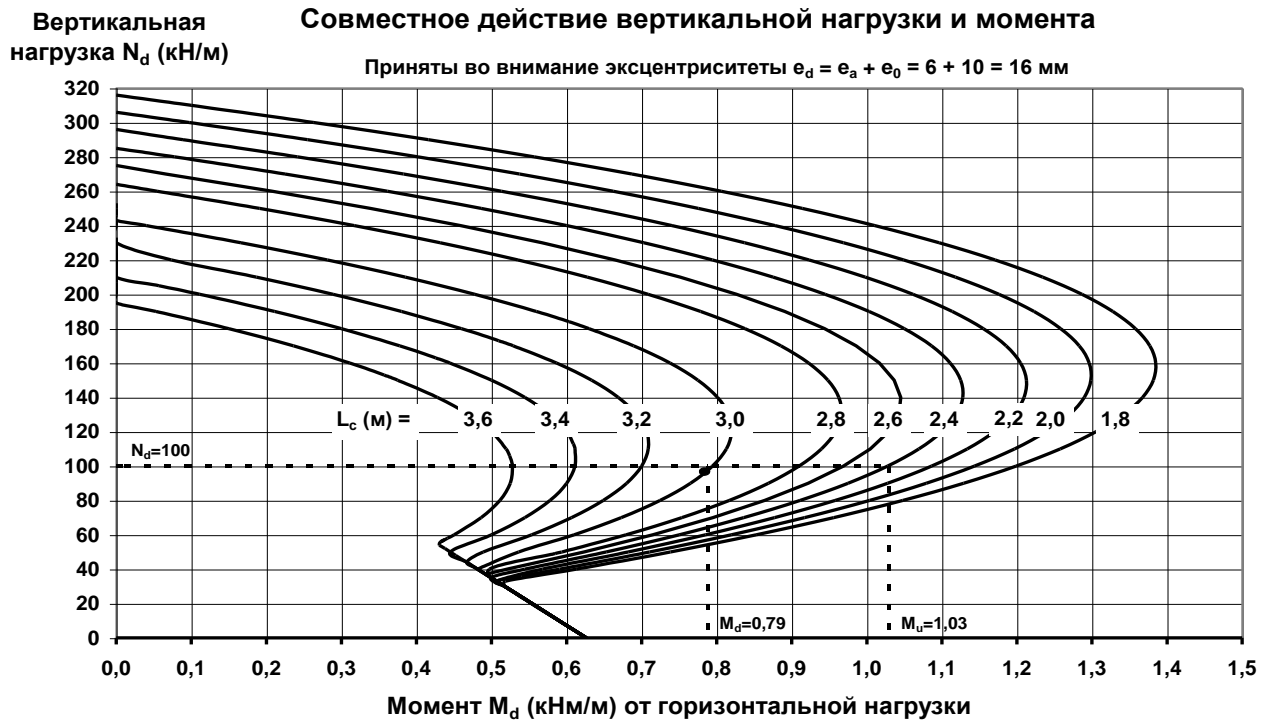


Рис. 4. Зависимость высоты неармированной стены от действия вертикальной нагрузки и изгибающего момента

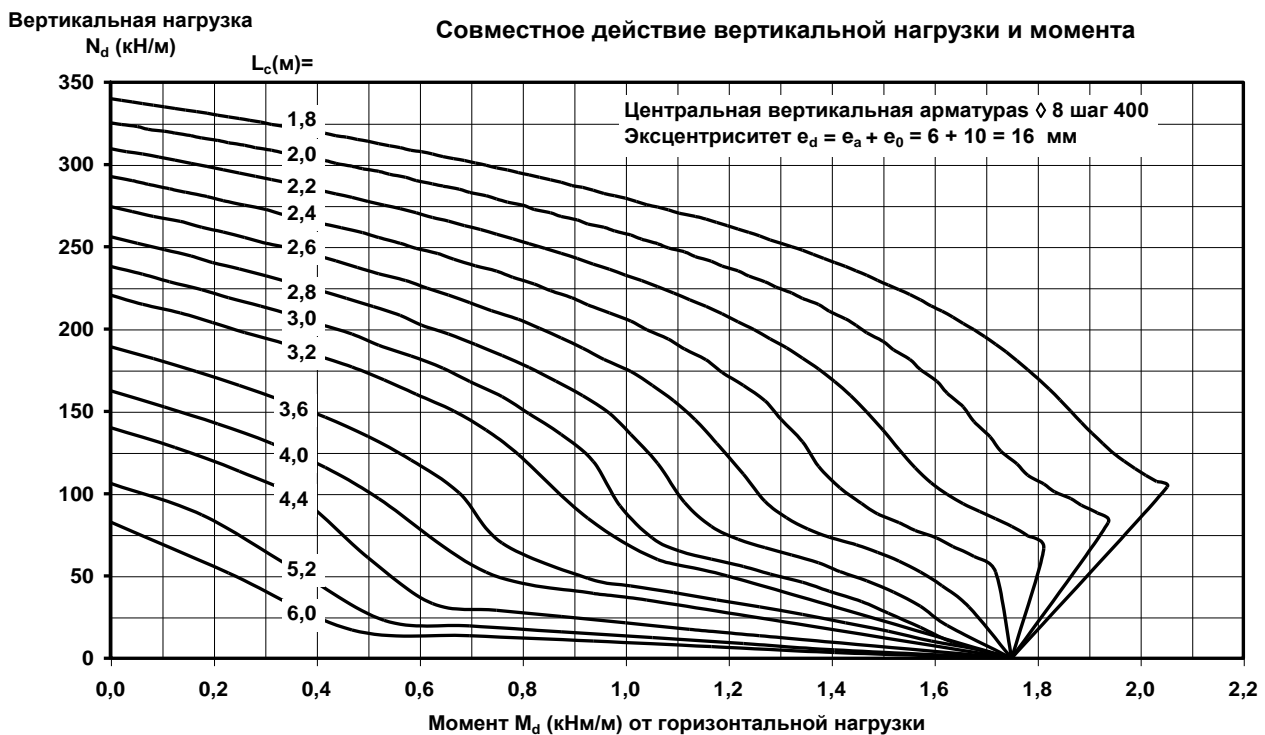


Рис. 5. Зависимость высоты центральноармированной стены от действия вертикальной нагрузки и изгибающего момента

Обе части блока должны быть заармированы хотя бы одним $\varnothing 10$ как показано на Рис. 6. Если размер колонны $b \geq 400$ мм, то устанавливается 2 $\varnothing 10$.

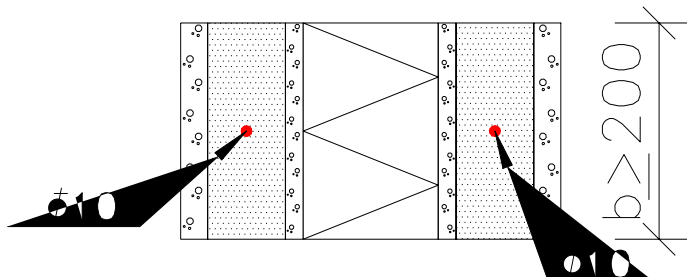


Рис. 6. Поперечный разрез колонны

8. РАСЧЕТ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ

Стена, воспринимающая давление грунта, рассчитывается как стена с вертикальным армированием. Изоляция распределяет давление грунта на обе части блока. В работу включена только монолитная часть блока толщиной $h_c = 72$ мм. Равномернораспределенная нагрузка на поверхность земли принимается не менее $q_k = 2,5$ кН/м². Нагрузка от давления грунта в нижней части стены составляет

$$p_1 = 6,5 H \quad + \quad p_2 = 0,5 q$$

где H – глубина обратной засыпки или разница между уровнями земли с обеих сторон стены

q нагрузка на поверхность земли кН/м² ($q \geq 2,5$ кН/м²).

Расчет армирования стены выполняется в соответствии с действующими нормами расчета железобетонных конструкций.

8.1 Расчетные таблицы для расчета подпорной стены

Стена рассчитывается как сплошная вертикальноармированная конструкция. Напряжения от давления грунта передаются на обе части стены. Арматура располагается согласно Рис. 7 у внутренней поверхности обеих частей стены, расстояние от оболочки (защитный слой бетона) 25 мм. Расчетный защитный слой бетона $d = 42$ мм. Длина анкеровки вертикальной арматуры с обоих концов не менее 300 мм. Минимальное вертикальное армирование $\varnothing 8$ шаг 400 ($A_s = 126$ мм²/м). В качестве горизонтальной распределительной арматуры применяется $\varnothing 8$ шаг 400.

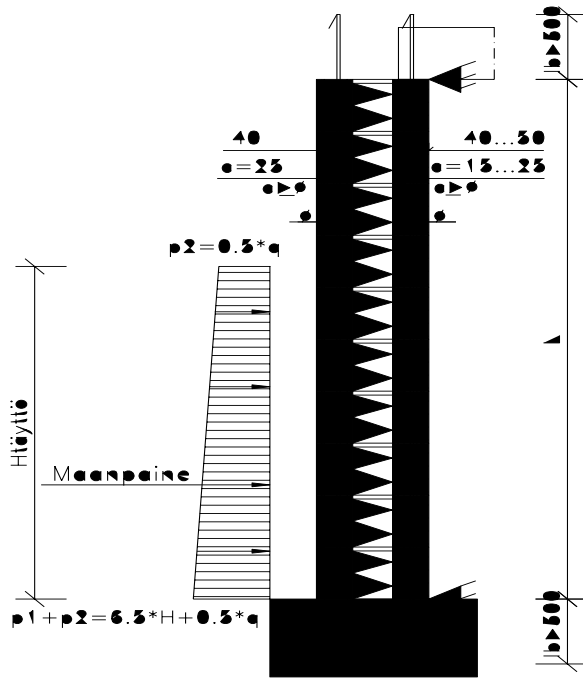


Рис 7. Расположение вертикальной арматуры

Перемещения стены в верхней и нижней части ограничены соединениями с фундаментом, плитами перекрытия или кровлей. Анкеровка вертикальной арматуры в фундамент представлена в Таблице 8. Анкерные стержни, выходящие из фундамента, располагаются во внутренней части стены на расстоянии 50 мм от края оболочки. Длина анкерного стержня в стене не менее 500 мм, в фундаменте не менее 400 мм. При необходимости анкерные стержни загибаются.

В Таблице 8 представлены различные варианты вертикального армирования стен в грунте с наибольшей допустимой глубиной обратной засыпки H (м). В Таблице 8 также представлены несущие способности стены на изгиб и сдвиг при совместной работе обеих частей стены. Значения Таблицы 8 допускается применять при значении центральноприложенной ($e_0=0$) вертикальной нагрузке $N_d \leq 150$ кН/м.

Таблица 8. Наибольшая допустимая глубина обратной засыпки при различных вариантах армирования стены в грунте

Арматура	Ø 8 ш 400	Ø 8 ш 340	Ø 8 ш 200	Ø 10 ш 250	Ø 10 ш 200
A_s/s мм ² /м	126	148	252	314	393
$\sum M_u$ кНм/м	4,2	4,9	8,0	9,8	11,8
$\sum V_u$ кН/м	55,0	55,0	55,0	55,0	56
Выпуски из фунда-мента	Ø 8 ш 600	Ø 10 ш 600	Ø 10 ш 600	Ø 10 ш 500	Ø 10 ш 400
Расчетная длина L (м)	Наибольшая допустимая глубина обратной засыпки Н (м)				
2,0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
2,2	1,95	2,10	2,20	2,20	2,20
2,4	1,85	2,00	2,40	2,40	2,40
2,6	1,80	1,95	2,50	2,60	2,60
2,8	1,75	1,90	2,40	2,60	2,80
3,0	1,70	1,85	2,20	2,40	2,60
3,2	1,60	1,70	2,05	2,20	2,40
3,4	1,40	1,50	1,90	2,05	2,25
3,6	1,20	1,35	1,75	1,90	2,10

8.2 Соединение подпорной стены с фундаментом, альтернативный вариант

На верхней поверхности фундамента выполняется возвышение из монолитного бетона 150х150 мм с армированием петлями Ø8 шаг 300, каждая из которых анкеруется в фундамент на величину не менее $l_b = 200$ мм. Продольная арматура в петлях 2 Ø8. Армирование пригодно для использования во всех случаях, указанных в Таблице 8.

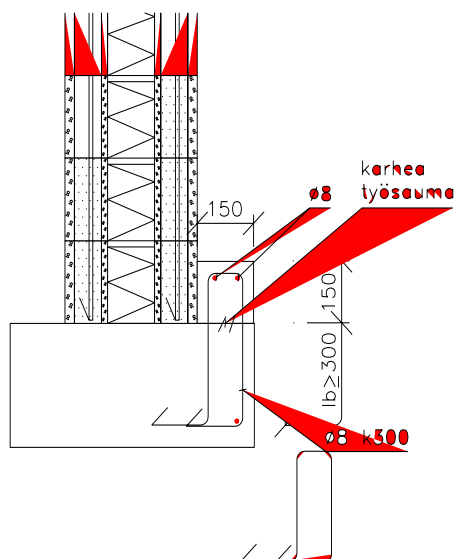


Рис.76. Соединение стены с фундаментом без устройства выпусков из фундамента в стену

9. РАСЧЕТ ПЕРЕМЫЧЕК

9.1 Общие сведения

В перемычках применяются те же блоки, что и для кладки стен. Перемычки выполняются в один, два или три ряда блоков в зависимости от ширины проема и нагрузки. На Рис. 8-12 представлены варианты выполнения перемычек

Перемычки могут выполняться:

- Неармированными (9.2)
- Армированными (9.3)
- Армированными стальным профилем (9.4)

В Таблице представлена несущая способность одной стороны одного ряда блоков. Для определения несущей способности полного сечения необходимо умножить табличные значения на 2.

9.2 Неармированная перемычка

В качестве продольной арматуры используется 2 Ø10 А 500 С согласно Таблице 9. Арматура располагается на расстоянии 30 мм от нижнего края блока (защитный слой бетона 25). Длина стержней должна быть больше ширины проема не менее чем на 600 мм. Перемычка так же может быть консольной в случае угловых проемов

Таблица 9а. Неармированная перемычка.

Количество рядов блоков I, II или III. Продольная арматура 2 Ø10 А 500 С

Допустимая расчетная нагрузка q_u кН/м на одну сторону блока

	I	II	III
M_u кНм	5,6	20,9	34,0
V_u кН	3,5	7,7	10,1
Ширина проема L (м)	q_u кН/м		
0,6	27	100	100
0,8	15	75	75
1,0	10	58	60
1,2	8	32	50
1,4	6	22	43
1,6	5	17	37
1,8	4	13	29
2,0	4	11	22
2,2	3	9	17
2,4	3	8	14
2,6	2	7	12
2,8	2	6	10
3,0	2	5	9

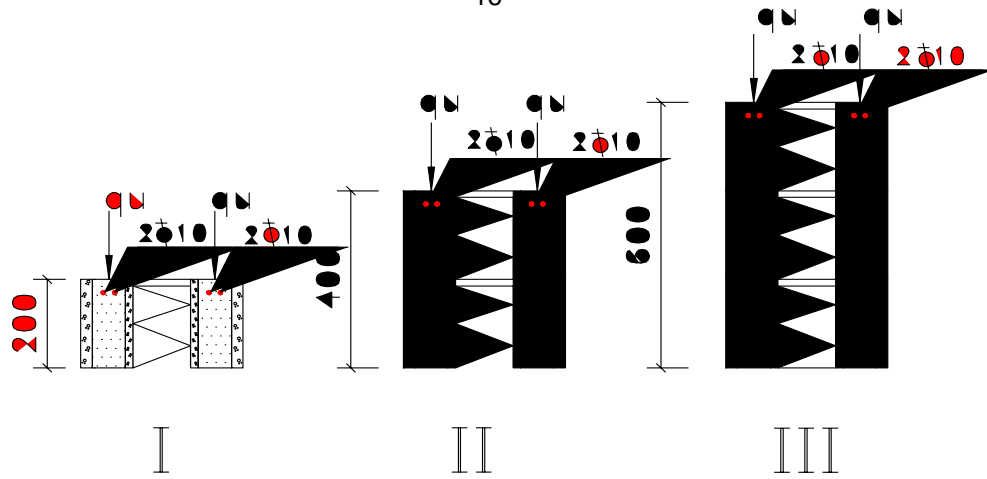
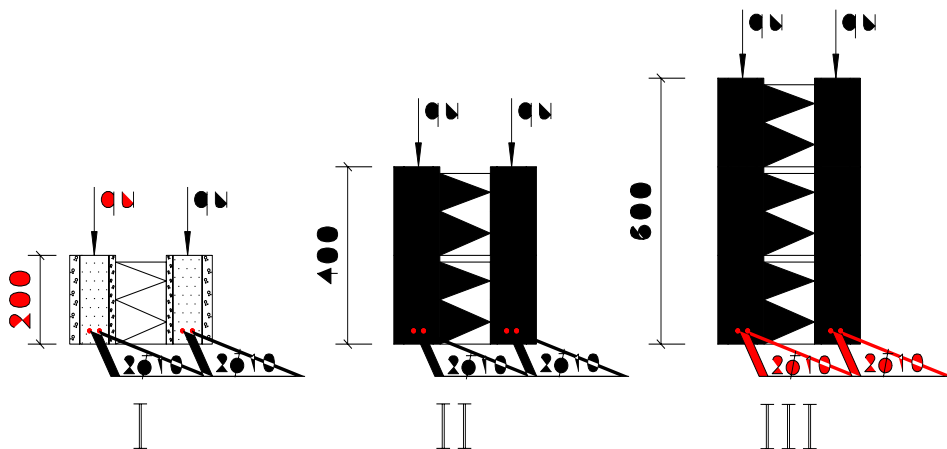


Рис.8. Неармированная перемычка

Таблица 9б. Неармированная консольная перемычка.

Количество рядов блоков I, II или III. Продольная арматура 2 Ø10 A500C в верхней зоне
Допустимая расчетная нагрузка q_u кН/м на одну сторону блока

	I	II	III
M_u кНм	5,6	20,9	34,0
V_u кН	3,5	7,7	10,1
Ширина проема L (м)	q_u кН/м		
0,3	27	100	100
0,4	15	75	75
0,5	10	58	60
0,6	8	32	50
0,7	6	22	43
0,8	5	17	38
0,9	4	13	29
1,0	4	11	22
1,1	3	9	17
1,2	3	8	14
1,3	2	7	12
1,4	2	6	10
1,5	2	5	9



9.3 Армированная перемычка

В армированных перемычках применяется продольная арматура 2 Ø 10 или 2 Ø 12 A500C согласно Таблицам 10 а и б. В качестве хомутов применяются 2 хомута

Ø6 шаг 200 или 1хомут Ø6 шаг 100 А500С. В Таблицах 10 а и б представлены также длины анкеровки продольной арматуры l_b .

Таблица 10а. Армированная перемычка.

Количество рядов блоков I, II или III. Арматура А500С

Допустимая расчетная нагрузка q_u кН/м на одну сторону блока

Количество рядов блоков	I	II	III
Продольная арматура	2Ø10	2Ø12	2Ø12
Длина анкеровки (мм)	300	500	800
Хомуты	2Ø6 ш 200	2Ø6 ш 200	2Ø6 ш 200
M_u кНм	5.6	26.6	46.9
V_u кН	22.5	48.9	75.3
Ширина проема L (м)	q_u кН/м		
0,6	77	100	100
0,8	57	75	75
1,0	44	60	60
1,2	31	50	50
1,4	22	43	43
1,6	17	37	37
1,8	13	33	33
2,0	11	30	30
2,2	9	27	27
2,4	7	25	25
2,6	6	23	23
2,8	5	21	21
3,0	4	20	20

Рис.10. Армированная перемычка

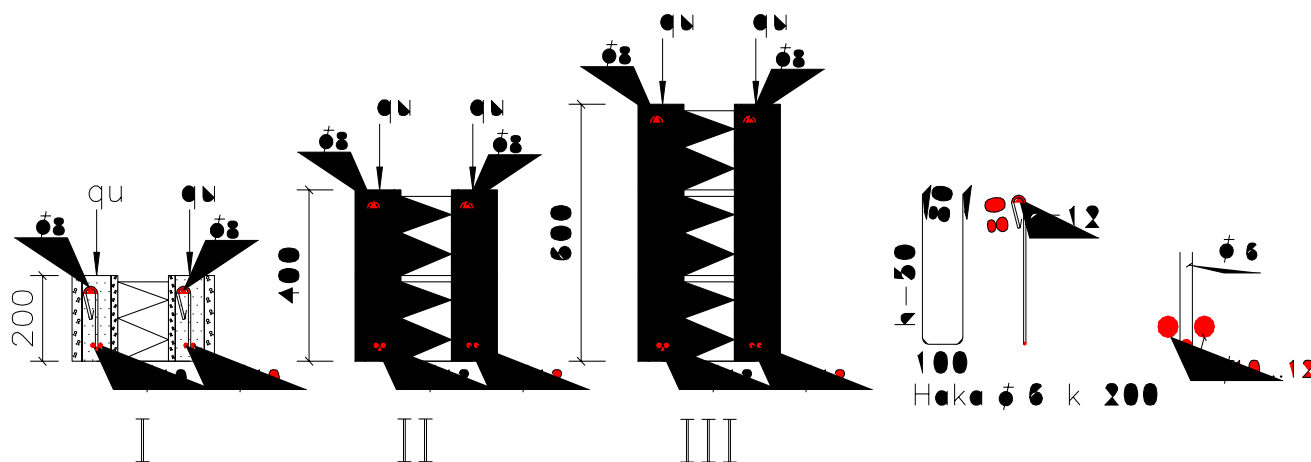


Таблица 106. Армированная консольная перемычка.
Количество рядов блоков I, II или III. Арматура А500С
Допустимая расчетная нагрузка q_u кН/м на одну сторону блока

Количество рядов блоков	I	II	III
Продольная арматура в верхней зоне	2 Ø 10	2 Ø 12	2 Ø 12
Длина анкеровки (мм)	300	500	800
Хомуты	2Ø6 ш 200	2Ø6 ш 200	2Ø6 ш 200
M_u кНм	5.6	26.6	46.9
V_u кН	22.5	48.9	75.3
Ширина проема L (м)	q_u кН/м		
0,3	77	100	100
0,4	57	75	75
0,5	44	60	60
0,6	31	50	50
0,7	22	43	43
0,8	17	37	37
0,9	13	33	33
1,0	11	30	30
1,1	9	27	27
1,2	7	25	25
1,3	6	23	23
1,4	5	21	21
1,5	4	20	20

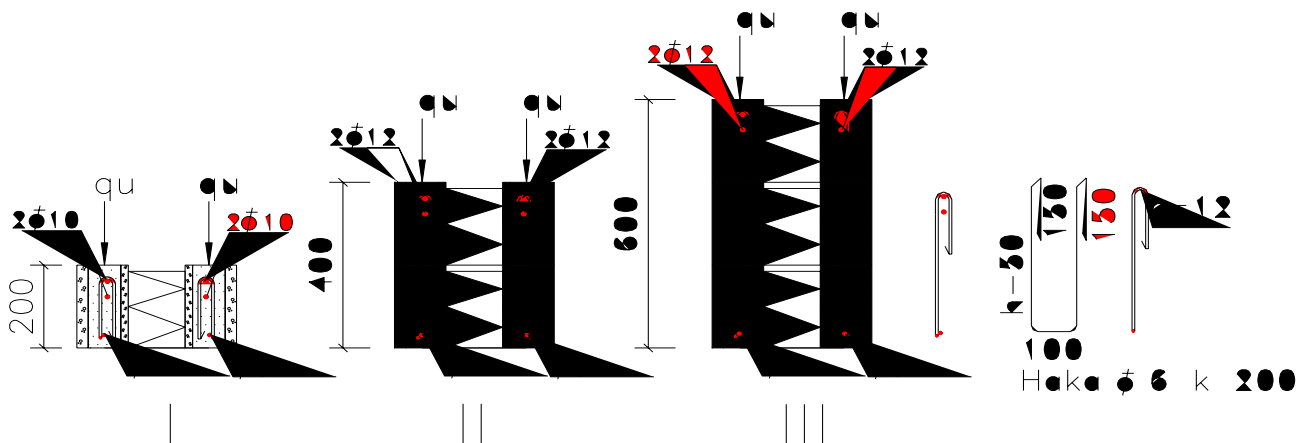


Рис.11. Армированная консольная перемычка

9.4 Перемычка, армированная профилем

В балке в качестве нижней растянутой арматуры используется стальной профиль, к которому присоединяются штыри с определенным шагом с таким расчетом, чтобы профиль работал совместно с бетоном. Вертикальные штыри выполняются из арматур $\varnothing 16$ с шагом 250 или 200 мм. Штыри располагаются таким образом, чтобы они касались нижней стороны профиля.

Эта система запатентована **только** для использования вместе с изделиями Lammi. Использование профиля позволяют быстрее и легче выполнить перемычку.

В Таблице 11 представлены допустимые нагрузки на перемычки, армированные профилем. На Рис.12 а и б представлены различные варианты выполнения перемычек

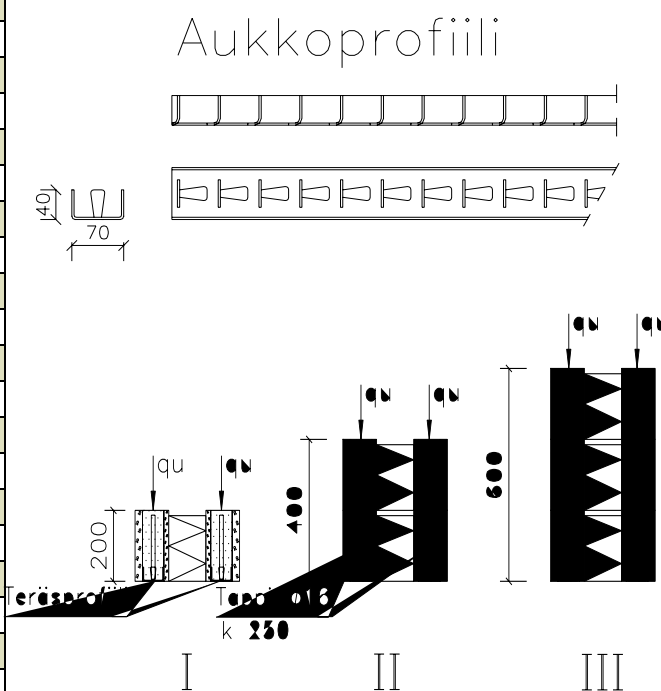
Таблица 11. Перемычка, армированная профилем.

Допустимая расчетная нагрузка q_u кН/м на одну сторону блока

Стальной профиль S 355 J2G3 (Fe 52 D)

Штыри $\varnothing 16$ шаг 250 или 200 A500C

	I	II	III
M_u кНм	7.8	30.8	49.8
V_u кН	17,0	34,0	46,5
Опорная реакция R_u кН	30	30	30
Ширина проема L (м)	q_u кН/м		
0.6	100	100	100
0.8	75	75	75
1.0	58	60	60
1.2	40	50	50
1.4	29	43	43
1.6	23	38	38
1.8	18	33	33
2.0	14	30	30
2.2	12	27	27
2.4	10	25	25
2.6	9	23	23
2.8	7	21	21
3.0	6	20	20
3.2	6	19	19
3.4	5	18	18
3.6	4	17	17
3.8	4	16	16
4.0	4	15	15
4.2	3	13	14
4.4	3	12	14
4.6		11	13
4.8		10	13
5.0		9	12



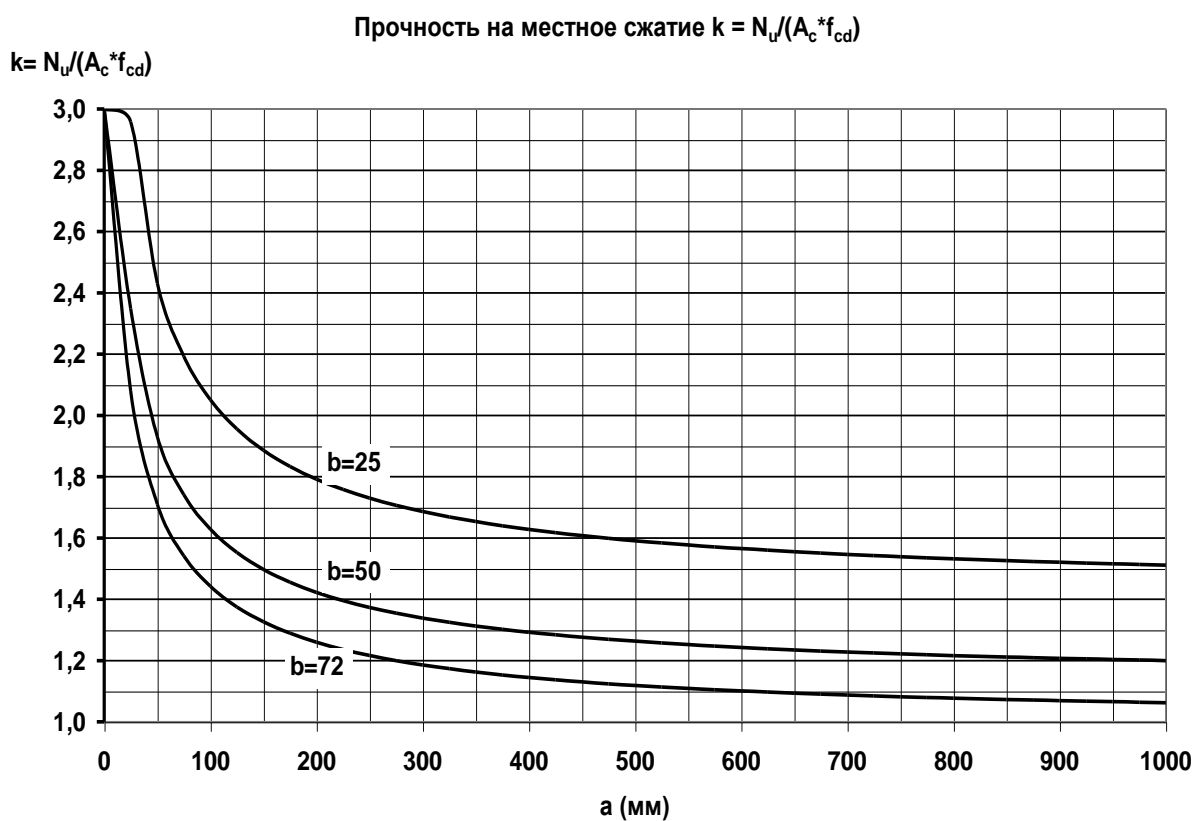
10. ПРОЧНОСТЬ НА МЕСТНОЕ СЖАТИЕ

Расчет прочности на местное сжатие от сосредоточенной нагрузки выполняется согласно действующим нормам. Сосредоточенная нагрузка, действующая на стену, распределяется с уклоном 1:2 на глубину не менее высоты одного блока (200 мм).

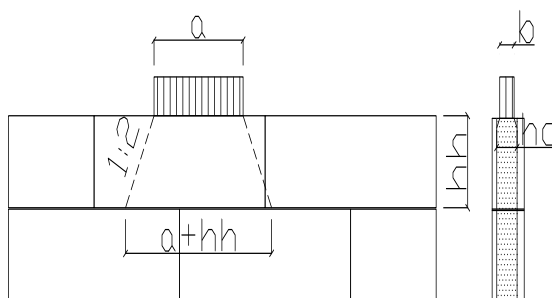
Прочность на местное сжатие определяется по формуле:

$$N_u = k \cdot A_{c0} \cdot f_{cd} = k \cdot a \cdot b \cdot f_{cd}$$

Рис.13. Прочность на местное сжатие



$$k \leq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt[3]{1 + \frac{h_h}{a} \sqrt[3]{\frac{h_c}{b}}} \\ 3,0 \end{array} \right\}$$



где $b \leq h_c = 72$ мм – ширина зоны действия нагрузки в направлении толщины стены
 a - длина зоны действия нагрузки в направлении длины стены
 $h_h = 200$ мм толщина одного блока
 $h_c = 72$ мм толщина монолитной части стены
 Коэффициент k определяется по графику на Рис.13.

11. МИНИМАЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ

Для восприятия горизонтальных нагрузок (ветровых или нагрузок от грунта) стена должна иметь хотя бы минимальное вертикальное армирование $\varnothing 8$ ш 400 ($A_s = 126 \text{ мм}^2/\text{м}$).

Для восприятия напряжений от усадки и предотвращения образования трещин стена должна иметь хотя бы минимальное горизонтальное армирование $\varnothing 8$ ш 400.

Минимальное армирование обычных и консольных перемычек должно быть не меньше 2 $\varnothing 10$. Армированные перемычки должны иметь хомуты не менее $\varnothing 6$ ш 200.

12. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ

В стенах могут устраиваться деформационные швы. В этом случае и бетон и арматура разделяемых частей не должны соединяться. Максимальное расстояние между деформационными швами может быть 15 метров. Использование и устройство деформационных швов всегда должно быть тщательно спланировано.

13. ОГНЕСТОЙКОСТЬ

Блоки имеют следующие пределы огнестойкости :

Огнестойкость ненесущих стен	I 240
Несущие стены	REI 60

Толщина каменных стен со стороны пожара 25 мм. Снижение несущей способности для степени огнестойкости R 60 со стороны пожара - 15 мм, таким образом вся внутренняя часть стены имеет достаточную степень огнестойкости.

При расчете огнестойкости арматуры защитный слой бетона составляет 40 мм согласно расчету толщины стены.

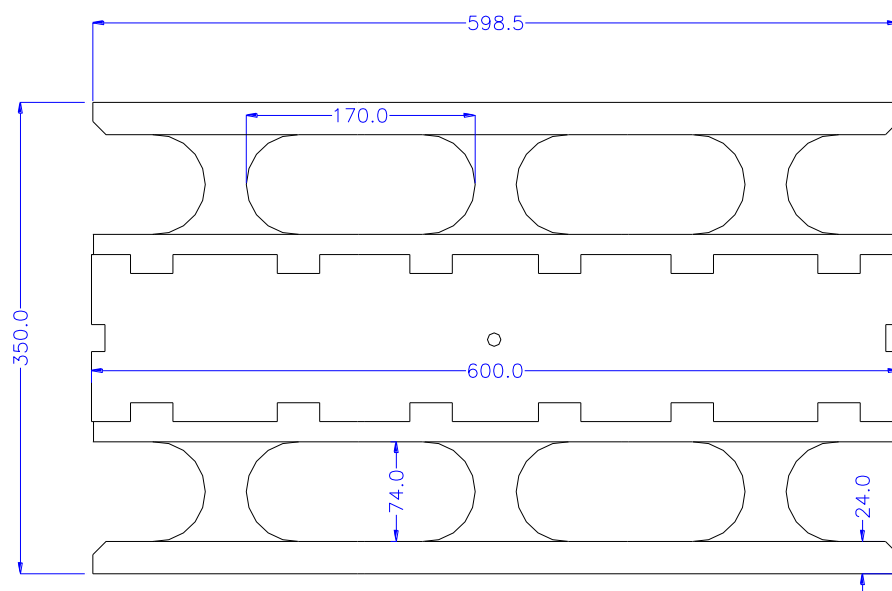
14. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В случае возникновения каких-либо проблем или вопросов, связанных с проектированием, просим обращаться в консультационный отдел фирмы Lammin Betoni Oy.

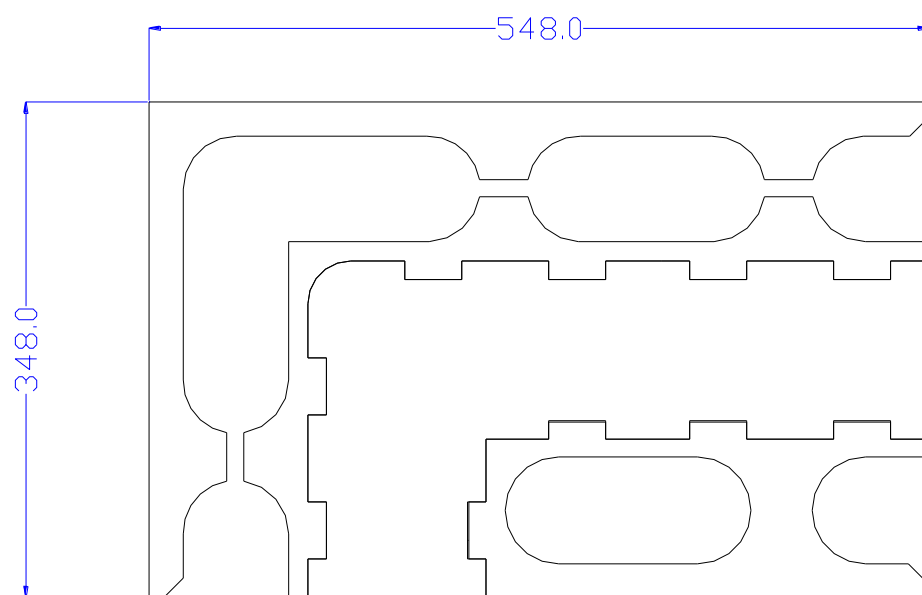
ПРИЛОЖЕНИЯ

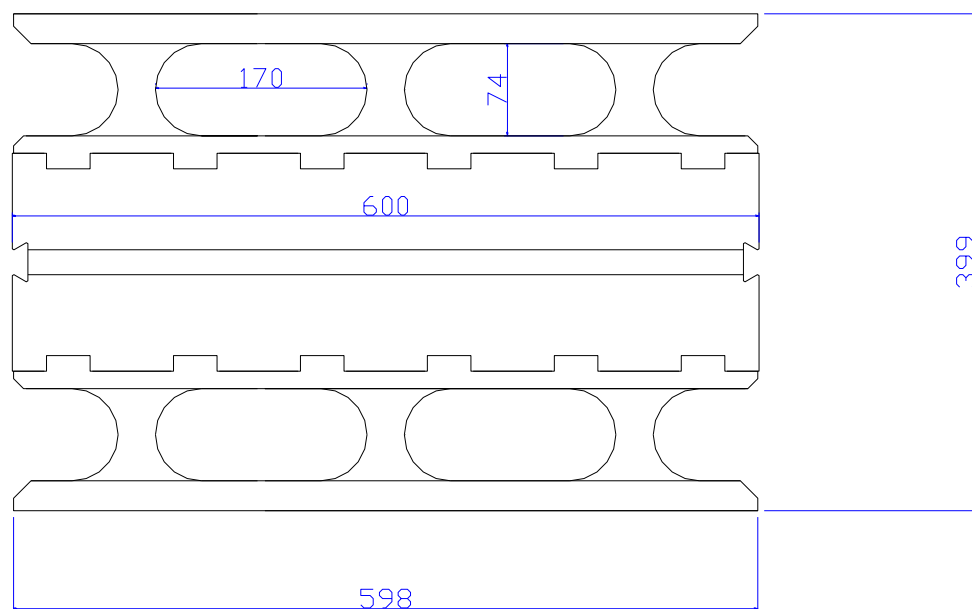
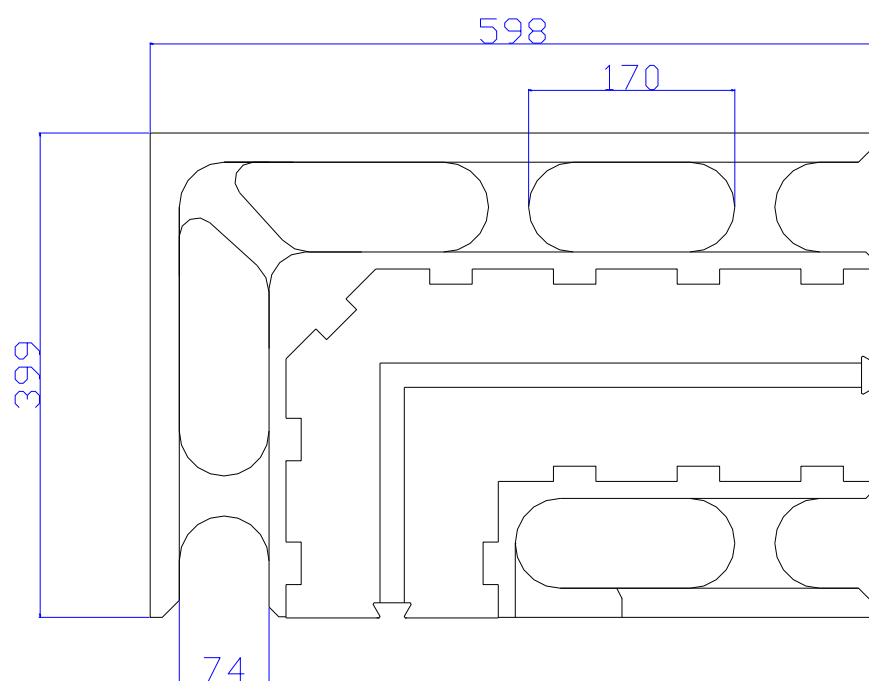
1/2

Размеры блока ЕМН-350



Угловой блок. Направление меняется переворотом камня



Размеры блока LL-400**Угловой блок. Направление меняется переворотом камня**



LAMMIN BETONI OY
Paarmamäentie 8, 16900 LAMMI
Puh. 020 753 0400, fax 0207 530 404
lammin.betoni@lamminbetoni.fi

www.lamminbetoni.fi