РАЗДЕЛ V. АРХИТЕКТУРА

Дамдинова Д.Р., Быков С.М., Ломова Наталья М., Хангажеев М.В.
О проектировании здания гостинично-ресторанного комплекса с учетом
повышенной сейсмичности площадки строительства

Восточно-Сибирский государственный университет технологий и управления
(Россия, Улан-Удэ)

doi: 10.18411/sr-10-04-2018-17

idsp: 000001:sr-10-04-2018-17

Аннотация

Создание особой экономической зоны туристско-рекреационного типа «Байкальская гавань» на озере Байкал вызвало интерес к вопросу создания комфортных и безопасных условий проживания и отдыха туристов, посещающих столицу Республики Бурятия - город Улан-Удэ. По данным официальной статистики, в 2016 году Улан-Удэ посетило 227,5 тысяч человек. Среди них доля иностранных туристов составила более 50 тысяч человек или 24% из общего потока гостей в 2016 году. В связи с этим, важной задачей являются проектирование и строительство гостиниц, отвечающих современным требованиям комфортности и безопасности, а также эстетическим вкусам взыскательных гостей столицы Бурятии, в том числе жителей Монголии, Китая, Германии, Южной Кореи, Японии и других стран.

В настоящей статье при проектировании здания гостинично-ресторанного комплекса учитывались требования нормативно-технических документов, обязательные для условий строительства в г. Улан-Удэ, который характеризуется высокой сейсмической активностью из-за близости к озеру Байкал (130 км) и умеренным климатом с резко-континентальным характером. С учетом выбранной площадки строительства сейсмичностью в 8 баллов, воздействий и нагрузок проведены расчеты на прочность железобетонных конструкций каркасно-монолитного здания.

Ключевые слова: проектирование и строительство гостиниц, повышенная сейсмичность площадки строительства, пример расчета железобетонной плиты перекрытия.

Annotation

Creation of a special economic zone of tourist-recreational type "Baikal Harbor" on Lake Baikal caused interest to the issue of creating comfortable and safe living and resting conditions for tourists visiting the capital of the Republic of Buryatia - the city of Ulan-Ude. According to official statistics, in 2016, Ulan-Ude was visited by 227.5 thousand people. Among them, the share of foreign tourists was more than 50 thousand people or 24% of the total flow of guests in 2016. In this regard, an important task is the design and construction of hotels that meet the modern requirements of comfort and safety, as well as the aesthetic tastes of the discerning guests of the capital of Buryatia, including residents of Mongolia, China, Germany, South Korea, Japan and other countries.

In this article, when designing a hotel and restaurant complex, the requirements of normative and technical documents that are mandatory for construction in Ulan-Ude, which is characterized by high seismic activity due to the proximity to Lake Baikal (130 km) and moderate climate with sharp-continental character. Taking into account the chosen construction site, seismicity of 8 points, impacts and loads, calculations were carried out for the strength of reinforced concrete structures of a frame-monolithic building.

Key words: design and construction of hotels, increased seismicity of construction site, Example of calculation of reinforced concrete slab

Цель работы заключается в проектировании здания гостинично-ресторанного комплекса на площадке повышенной сейсмичности на примере г. Улан-Удэ.

1 Исходные данные

Место строительства -Россия, Республика Бурятия, г. Улан-Удэ.

Природно-климатические условия: климатический район – I, подрайон – IV. Грунтовые условия определены по данным инженерно-геологических изысканий, проведенных ООО «Бурятгеопроект» в 2013 г.

Площадка проектируемого строительства находится на высокой надпойменной террасе р. Уды. Рельеф площадки слабовосхолмленный. На площадке на пройденную глубину выработок (до 15м) от поверхности земли подземные воды не были встречены. По данным инженерно-геологического районирования территории г. Улан-Удэ, в районе проведенных изысканий, подземные воды расположены глубже 25м.

Основанием фундамента служит грунт - песок мелкий средней плотности; расчетное сопротивление грунта 300 кПа; удельное сцепление - 2 КПа; угол внутреннего трения - 32 град., модуль деформации - 27 МПа.

Площадка для проектируемого здания по природно-климатическим и инженерно-геологическим условиям пригодна для строительства.

2 Конструктивные решения здания

В строительстве в сейсмических регионах могут быть использованы каркасные железобетонные здания, в которых конструкцией, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, могут служить каркас, каркас с заполнением, каркас с вертикальными связями, диафрагмами или ядрами жесткости. Конструктивная схема здания в данной работе – выполнена из монолитного железобетонного каркаса с заполнением стен между колоннами газобетоном. Устойчивость здания обеспечивается жесткостью несущих конструкций, связанных между собой монолитными ригелями.

Фундамент – монолитный, столбчатый. Стены толщиной 400 мм - из газобетонных блоков шириной 400 мм. Стены в подвале между колоннами из ФБС Блоков 400 мм. Перегородки - применяются из газобетона шириной 200 мм.

Перекрытия и покрытия запроектированы из сборных многопустотных железобетонных плит размерами: 40 штук плит 6000х2000. 20 штук плит 6000х 1000. 20 штук плит доборных 6000х600.

ФБС блоки размеры 2400х400х600 - 248шт. 1200х400х600 - 297 шт. 900х400х600 - 132шт.

Лестницы – из монолитных железобетонных лестничных маршей.

Окна приняты с раздельными переплетами по ГОСТ 11214-86. Окна на 1 – 2-ом этаже - металлопластиковые. Размеры окон 1200х2400- 4 штуки. 1200х1500- 22 штуки. 1800х1800- 27 штук. 1500х1800- 4 штуки.

Крыша. Кровля плоская с наружным организованным водостоком. Материал кровли (Сборное железобетонное покрытие 220мм, пароизоляционный слой 100мм, утеплитель пенополистирол 150мм, цементная стяжка 50мм, полимерная мембрана).

В работе приведен расчет многопустотной предварительно напряженной плиты.

Таблица 1

Нагрузки на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ _f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4
Постоянная:			
Полы – плитка керамическая, δ = 10 мм	0,18	1,3	0,23
Цементно-песчаная стяжка, δ = 70 мм	1,26	1,3	1,64
Многопустотная сборная плита	3,05	1,1	3,36

перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta = 220$ мм			
Итого постоянная нагрузка g	4,49		5,23
Временная:			
Перегородки, $\delta = 200$ мм (приведенная нагрузка, длительная) v_p	0,5	1,2	0,6
Полезная(из задания), в том числе	1,5	1,3	1,95
кратковременная v_{sh}	1,2	1,3	1,56
длительная $v_{лон}$	0,3	1,3	0,39
Итого временная нагрузка v	2,0		2,55
Временная нагрузка без учета перегородок v_0	1,5		1,95
Полная нагрузка $g+v$	6,49		7,78

Нагрузка на 1 погонный метр длины плиты при нормальной ее ширине 2 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma = 0,95$.3 Расчет многопустотной предварительно напряженной плиты перекрытия

3.1 Сбор нагрузок на перекрытие

Расчетная постоянная $g = 5,23 \cdot 2 \cdot 0,95 = 9,94$ кН/м²

Расчетная полная $(g + v) = 7,78 \cdot 2 \cdot 0,95 = 14,78$ кН/м²

Нормативная постоянная $g_n = 4,49 \cdot 2 \cdot 0,95 = 8,53$ кН/м²

Нормативная полная $(g_n + v_n) = 6,49 \cdot 2 \cdot 0,95 = 12,33$ кН/м²

Нормативная постоянная и длительная $(g_n + v_{лон,n}) = (4,49 + 0,8) \cdot 2 \cdot 0,95 = 10,05$ /м²

3.2 Выбор материалов для плиты

Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие B20: $R_{b,n} = R_{b,ser} = 15,0$ МПа; $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,35$ МПа; $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа, $\gamma_{bl} = 0,9$; начальный модуль упругости бетона $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа.

Технология изготовления плиты – агрегатно-поточная. Плита подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении. Натяжение напрягаемой арматуры осуществляется электротермическим способом.

3.3 Выбор арматуры

Продольная напрягаемая класса A600: $R_{s,n} = R_{s,ser} = 600$ МПа; $R_s = 520$ МПа; $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа.

Ненапрягаемая класса B500: $R_s = 415$ МПа;

$R_{sw} = 300$ МПа;

Расчет плиты проводили по предельным состояниям первой группы.

Расчетный пролет плиты:

$$l_0 = 6,0 - 0,4 + \frac{0,2 - 0,02}{2} = 5,69 \text{ м}$$

Поперечное конструктивное сечение плиты заменяется эквивалентным двутавровым сечением. Размеры сечения плиты $h = 22$ см; диаметр отверстий 159 мм.

Требуемое количество отверстий N :

$$N = b / (d + a)$$

Где N – количество отверстий.

b – расстояние между центральными осями пустот;

d – диаметр пустот равный 159 мм;

a – расстояние между пустотами.

$$N = 1990 / (159 + 25,5) = 10,79 \text{ отв.}$$

Принимаем $N = 10$ отверстий.

$$h_0 = 22 - 3 = 19 \text{ см; } h_f = h_f = (22 - 15,9) \cdot 0,5 = 3,05 \text{ см;}$$

$$b_f = 199 \text{ см; } h'_f = 199 - 3 = 196; b = 199 - 15,9 \cdot 10 = 40 \text{ см.}$$

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опорная балка, загруженная равномерно-распределенной нагрузкой.

Усилия от расчетной полной нагрузки:

– Изгибающий момент в середине пролета:

$$M = \frac{(g + v)l_0^2}{8} = \frac{14.78 \cdot 5.69^2}{8} = 59.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{(g + v)l_0}{2} = \frac{14.78 \cdot 5.69}{2} = 42.1 \text{ кН}$$

$$M_n = \frac{(g_n + v_n)l_0^2}{8} = \frac{12.33 \cdot 5.69^2}{8} = 49.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{nl} = \frac{(g_n + v_{lon,n})l_0^2}{8} = \frac{10.05 \cdot 5.69^2}{8} = 40.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Рисунок 1. Эпюры изгибающих моментов

Расчет по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента.

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается тавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полок в растянутой зоне не учитываются). При расчете принимается вся ширина верхней полки $b_f = 196 \text{ см}$, так как

$$\frac{b'_f - b}{2} = \frac{196 - 40}{2} = 78 \text{ см} < \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \cdot 578 = 96.3 \text{ см},$$

где l - конструктивный размер плиты. Положение границы сжатой зоны определяется из следующего условия:

$$M \leq M_{x=h'_f} = \gamma_{bl} R_b - b'_f - h'_f (h_0 - 0.5h'_f),$$

где M – изгибающий момент в середине пролета от полной нагрузки $(g + V)$.

$M_{x=h'_f}$ - момент внутренних сил в нормальном сечении плиты, при котором нейтральная ось проходит по нижней грани сжатой полки; R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию;

Если это условие выполняется, граница сжатой зоны проходит в полке, и площадь растянутой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной, равной b'_f .

$$5980 \text{ кН} \cdot \text{см} \leq 0.9 \cdot 1.15 \cdot 196 \cdot 3.05 (19 - 0.5 \cdot 3.05) = 10812 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$R_b = 11,5 \text{ МПа} = 1,15 \text{ кН/см}^2$$

Условие выполняется, т. е. расчет ведем как для прямоугольного сечения.

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_f'} = \frac{5980}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 196 \cdot 19^2} = 0,082;$$

$$\alpha_m = \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right); \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,082} = 0,09$$

$\xi = \frac{x}{h_0}$ – относительная высота сжатой зоны бетона;

Должно выполняться условие:

$$\xi \leq \xi_R$$

где ξ_R – граничная относительная высота сжатой зоны.

Значение ξ_R определяется по следующей формуле:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\xi_{s,el}}{\xi_{s,ult}}}$$

где $\xi_{s,el}$ – относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s ; $\xi_{s,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Для арматуры с условным пределом текучести значение $\xi_{s,el}$ определяется по формуле:

$$\xi_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} \text{ (арматура А600 имеет условный предел текучести);}$$

где σ_{sp} – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициентом $\gamma_{sp} = 0,9$. Предварительное напряжение арматуры σ_{sp} принимают не более $0,9 R_{sn}$ для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры (А600) и не более $0,8 R_{sn}$ для холодно деформированной арматуры и арматурных канатов.

Принимаем $\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 600 = 480 \text{ МПа}$.

При проектировании конструкций полные суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа, $\Delta\sigma_{sn(2)j} = 100 \text{ МПа}$.

При определении $\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 480 - 100 = 332 \text{ МПа}$;

$$\xi_{s,el} = \frac{520 + 400 - 332}{2,0 \cdot 10^5} = 0,00294; \quad \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00294}{0,0035}} = 0,435;$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 0,435 \left(1 - \frac{0,09}{2}\right) = 0,415; \quad \alpha_m < \alpha_R$$

Площадь сечения арматуры определяем по формуле:

$$A_{sp} = \frac{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot \xi \cdot h_0}{R_s}$$

Если соблюдается условие $\xi \leq \xi_R$, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s допускается умножать на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий возможность деформирования высокопрочных арматурных сталей при напряжениях выше условного предела текучести и определяемый по формуле:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_r} < 1,1$$

Если $\frac{\xi}{\xi_r} < 0,6$, что для плит практически всегда соблюдается, можно принимать максимальное значение этого коэффициента, т.е. $\gamma_{s3} = 1,1$.

$$A_{sp} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 196 \cdot 0,09 \cdot 19}{1,1 \cdot 52} = 6,06 \text{ см}^2$$

$$R_s = 520 \text{ МПа} = 52 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем 8Ø10 А600; $A_{sp} = 6.28 \text{ см}^2$. Напрягаемые стержни должны располагаться симметрично и расстояние между ними должно быть не более 400 мм при $h > 150 \text{ мм}$.

Расчет по прочности при действии поперечной силы

Поперечная сила от полной нагрузки $Q = 59.6 \text{ кН}$. Расчет предварительно напряженных элементов по сжатой бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия:

$$Q < \varphi_{bl} \cdot \gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

φ_{bl} - коэффициент, принимаемый равным 0,3;

b - ширина ребра, $b = 40 \text{ см}$;

$$Q < 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 40 \cdot 19 = 235.98 \text{ кН};$$

$$42.1 \text{ кН} < 235.98 \text{ кН}.$$

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении; Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении; Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

$Q = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}$, принимается не более $2.5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$ и не менее с $0.5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$;

φ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5;

$$Q_b = 2.5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 40 \cdot 19 = 153,9 \text{ кН};$$

$$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} = 0,09 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_b = 0.5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 40 \cdot 19 = 30,78 \text{ кН}.$$

Т.о. поперечная арматура (хомуты) необходима по расчету для восприятия усилия:

$$Q_{sw1} = 42,1 - 30,78 = 11,32 \text{ кН}.$$

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины равно:

$$q_{sw} = \frac{11.32}{19} = 0,596 \frac{\text{кН}}{\text{см}} < q_{sw,min} = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 40 = 0,81 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}.$$

Назначая шаг хомутов $S_w = 10 \text{ см} < 0,5 \cdot h_0$, получаем:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_w}{R_{sw}} = \frac{0,596 \cdot 10}{30} = 0.19 \text{ см}^2$$

$$R_{sw} = 300 \text{ МПа} = 30 \text{ кН/см}^2.$$

Окончательно принимаем на приопорных участках плиты по четыре каркаса с поперечной рабочей арматурой (хомутами), расположенной с шагом $S_w = 10 \text{ см}$. В этом случае для 4Ø3 В500 в одном сечении имеем:

$$A_{sw,ef} = 0,28 \text{ см}^2 > A_{sw}$$

Рисунок 2. Расположение стержней арматуры

Таким образом, в данной работе была выбрана оптимальная площадка для строительства здания гостинично-ресторанного комплекса в регионе с повышенной сейсмичностью, а также расчетным путем подобраны и проверены характеристики бетона и арматуры, удовлетворяющие требованиям обеспечения безопасной эксплуатации проектируемого здания.

1. <https://www.baikal-daily.ru/news/15/273689/>
2. Афанасьев А.А. Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона. – М.: Стройиздат, 2010.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991.
4. ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация.
5. Серия 1.141.1-32с Плиты перекрытий железобетонные многпустотные, для строительства жилых и общественных зданий в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.
6. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003.
7. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах СНиП II-7-81* (актуализированного СНиП II-7-81* "Строительство в сейсмических районах" (СП 14.13330.2011)) (с Изменением N 1).
8. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
9. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М.: ФГУП ЦПП, 2005.

Danilov D.S.

Patterns of architectural styles shifting

doi: 10.18411/sr-10-04-2018-18

idsp: 000001:sr-10-04-2018-18

Abstract

Comparison and systematization are the two keystones of cognition. These principles are especially important when studying sophisticated phenomena. The main principle of systematization in architecture is division into styles, but the cognition of a great number of styles can't give understanding of development of architecture at large. Probably, regularity might exist that connects the dots of the architecture. The article contains the attempt to find this regularity. If divide all architectural style into two groups, the rational and the irrational, then we will find an accurate frequency of style shifting. If one represents this regularity graphically we will see a sine curve fluctuating between the rational and irrational styles of architecture. The